

Titre: Title:	Les instabilités structurales : guide d'analyse par stéréographie et de calcul des ancrages
Auteurs: Authors:	Denis E. Gill, Maria Helena Leite and Robert Corthésy
Date:	2002
Type:	Rapport / Report
Référence: Citation:	Gill, Denis E., Leite, Maria Helena et Corthésy, Robert (2002). Les instabilités structurales : guide d'analyse par stéréographie et de calcul des ancrages. Rapport technique. EPM-RT-2002-05



Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	http://publications.polymtl.ca/2603/
Version:	Version officielle de l'éditeur / Published version Non révisé par les pairs / Unrefereed
Conditions d'utilisation: Terms of Use:	Autre / Other



Document publié chez l'éditeur officiel

Document issued by the official publisher

Maison d'édition: Publisher:	École Polytechnique de Montréal
URL officiel: Official URL:	http://publications.polymtl.ca/2603/
Mention légale: Legal notice:	Tous droits réservés / All rights reserved

**Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie,
le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal**

This file has been downloaded from PolyPublie, the
institutional repository of Polytechnique Montréal

<http://publications.polymtl.ca>

EPM-RT-2002-05

**LES INSTABILITÉS STRUCTURALES : GUIDE
D'ANALYSE PAR STÉRÉOGRAPHIE ET DE CALCUL
DES ANCRAGES**

Denis E. Gill, Maria Helena Leite, Robert Corthésy
Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

Décembre 2002

Poly

EPM-RT-2002-05

Les instabilités structurales : guide d'analyse par stéréographie
et de calcul des ancrages

Denis E. Gill
Maria Helena Leite
Robert Corthésy

Département des génie civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

Décembre 2002

©2002
Denis E. Gill, Maria Helena Leite,
Robert Corthésy
Tous droits réservés

Dépôt légal :
Bibliothèque nationale du Québec, 2002

EPM-RT – 02-05

Les instabilités structurales : Guide d'analyse par stéréographie et de calcul des ancrages

Par Denis E. Gill, Maria Helena Leite et Robert Corthésy

Département des génies civil, géologique et des mines

École Polytechnique de Montréal

Toute reproduction de ce document à des fins d'étude personnelle ou de recherche est autorisée à la condition que la citation ci-dessus y soit mentionnée.

Tout autre usage doit faire l'objet d'une autorisation écrite des auteurs. Les demandes peuvent être adressées directement aux auteurs (consulter le bottin sur le site <http://www.polymtl.ca/>) ou par l'entremise de la Bibliothèque :

École Polytechnique de Montréal
Bibliothèque – Service de fourniture de documents
Cas postale 6079, Succursale « centre-Ville »
Montréal, Québec
Canada H3C 3A7

Téléphone : (514) 340-4846
Télécopie : (514) 340-4026
Courrier électronique : biblio.sfd@courriel.polymtl.ca

Pour se procurer une copie de ce rapport, s'adresser à la bibliothèque de l'École Polytechnique.

Prix : 25.00\$ (sujet à changement sans préavis)

Régler par chèque ou mandat-poste au nom de l'École Polytechnique de Montréal.

Toute commande doit être accompagnée d'un paiement sauf en cas d'entente préalable avec des établissements d'enseignement, des sociétés et des organismes canadiens.

Table des matières

Table des matières.....	1
Liste des Tableaux.....	4
Liste des figures.....	6
Liste des figures.....	6
Liste des notations et symboles	15
Avant-propos	23
Sommaire	24
1. Introduction.....	26
1.1. Généralités.....	26
1.2. Les types d'instabilité des excavations souterraines et à découvert.....	26
1.2.1. Les instabilités structurales	26
1.2.2. Les instabilités par excès de contraintes	27
1.2.3. Les instabilités mixtes.....	27
1.3. La stéréographie et les instabilités structurales	28
1.4. L'objectif du document.....	29
2. Les conventions géométriques	29
2.1. Le système d'axes de références.....	29
2.2. Les paramètres d'orientation d'une droite dans l'espace	29
2.3. Les paramètres d'orientation d'un plan dans l'espace.....	31
3. La projection stéréographique.....	34
3.1. Définitions.....	35
3.2. La projection stéréographique méridienne.....	37
3.2.1. Le principe de la projection stéréographique méridienne.....	37
3.2.2. L'obtention des canevas	38
3.3. La représentation d'éléments géométriques.....	45
3.3.1. Généralités	45
3.3.2. La représentation d'une droite	46
3.3.3. La représentation d'un plan	48
3.4. Certains problèmes fondamentaux en projection stéréographique méridienne.....	52

3.4.1.	Les paramètres d'orientation d'un plan défini par deux droites qui se rencontrent	52
3.4.2.	La grandeur de l'angle entre deux droites qui se rencontrent.....	54
3.4.3.	Les paramètres d'orientation de la droite d'intersection de deux plans	54
3.4.4.	La grandeur d'un angle dièdre.....	55
3.4.5.	La grandeur des angles des faces d'un tétraèdre	59
4.	La revue bibliographique	61
4.1.	<i>La résistance au cisaillement des discontinuités géologiques</i>	<i>61</i>
4.1.1.	Généralités	61
4.1.2.	La résistance à contrainte normale constante.....	63
4.1.3.	L'effet d'un remplissage	71
4.1.4.	La rugosité des parois des discontinuités.....	72
4.2.	<i>La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique méridienne</i>	<i>73</i>
4.2.1.	Généralités	73
4.2.2.	Les excavations à découvert	73
4.2.3.	Les excavations souterraines.....	74
4.3.	<i>Les autres méthodes de prévision des instabilités structurales</i>	<i>74</i>
4.3.1.	Les méthodes à formulation mathématique complète	74
4.3.2.	Les méthodes à formulation mathématique incomplète	75
4.3.3.	Les méthodes faisant intervenir la programmation mathématique	75
5.	Les analyses de stabilité par stéréographie	76
5.1.	<i>Sur les tétraèdres découpés par les plans structuraux et les parois des excavations.....</i>	<i>76</i>
5.1.1.	Généralités	76
5.1.2.	Les excavations à découvert	79
5.1.3.	Les excavations souterraines.....	81
5.2.	<i>Les facteurs de sécurité.....</i>	<i>86</i>
5.2.1.	Généralités	86
5.2.2.	Le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation ..	87
5.2.3.	Le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation	89
5.2.4.	Les chutes dans l'excavation sans glissement préalable	96
5.3.	<i>Les analyses de stabilité.....</i>	<i>97</i>
5.3.1.	Les hypothèses usuelles	97
5.3.2.	Les talus	97
5.3.3.	Les excavations souterraines - Les tétraèdres sont découpés au parement ou à l'éponte inférieure.....	114

5.3.4.	Les excavations souterraines – Les tétraèdres sont découpés au toit ou à l'éponte supérieure.....	129
5.3.5.	Le nombre de plans structuraux qui se rencontrent excèdent le nombre minimal	152
6.	La généralisation de l'analyse	179
6.1.	<i>Préambule</i>	<i>179</i>
6.2.	<i>Les secousses sismiques</i>	<i>180</i>
6.2.1.	Mise en situation	180
6.2.2.	La grandeur de la force déstabilisatrice	181
6.2.3.	L'accélération des particules	182
6.2.4.	L'adaptation à la stéréographie.....	185
6.3.	<i>La vérification des relations linéaires</i>	<i>191</i>
6.3.1.	Mise en situation	191
6.3.2.	Méthodologie	191
6.3.3.	Les excavations à découvert	193
6.3.4.	Les excavations souterraines.....	209
6.4.	<i>La résistance au cisaillement mobilisable est quelconque</i>	<i>218</i>
6.4.1.	La définition de l'angle équivalent	218
6.4.2.	Le poids propre du tétraèdre	221
6.4.3.	L'aire des faces porteuses	222
6.4.4.	La contrainte normale suivant les faces porteuses.....	226
6.4.5.	Le cas des chutes sans glissement préalable	231
6.5.	<i>Les pressions hydrauliques et les forces hydrostatiques</i>	<i>236</i>
6.5.1.	Mise en situation	236
6.5.2.	Les pressions hydrauliques	237
6.5.3.	Les forces hydrostatiques.....	242
6.6.	<i>Le calcul des ancrages.....</i>	<i>247</i>
6.6.1.	Mise en situation	247
6.6.2.	Le calcul des tensions	248
6.6.3.	La détermination des autres caractéristiques	263
	Références.....	289

Liste des Tableaux

Tableau 6.2A – Accélération horizontale maximale du sol pour diverses localités canadiennes et différentes probabilités de dépassement (donnée en fractions de g , l'accélération due à la gravité).

Tableau 6.2B – Exemples de valeurs pour les constantes K_1 et K_2 de l'équation 57 lorsque a est en mètres par seconde carrée, E , en kilogrammes et R , en mètres

Tableau 6.3.3A – Coordonnées des points A, B et C du plan du site illustré à la figure 70. Ces coordonnées ont été lues sur le plan

Tableau 6.3.3B – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs des trois plans qui se rencontrent au sommet D du tétraèdre de l'exemple 6.3.3B

Tableau 6.3.3C – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2 et F3 implantés sur le site dont le plan constitue la figure 70 pour l'exemple 6.3.3C

Tableau 6.3.3D – Coordonnées des points d'intersection des trous de forage et des éléments structuraux pour l'exemple 6.3.3C

Tableau 6.3.3E – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs de la surface du plan du socle rocheux et des plans de faille S1 et S2 du site illustré à la figure 70, calculés à partir de données obtenues de trois trous de forage verticaux.

Tableau 6.3.3F – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du plan du site illustré à la figure 70. Ces coordonnées ont été calculées à partir d'observation faites suite à l'implantation de trois trous de forage verticaux

Tableau 6.3.3G – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2 et F3 implantés sur le site dont le plan constitue la figure 70 pour l'exemple 6.3.3D.

Tableau 6.3.3H – Coordonnées des points d'intersection des trous de forage F1, F2 et F3, et des éléments structuraux pour l'exemple 6.3.3D.

Tableau 6.3.3I – Paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans de faille S1 et S2 du site illustré à la figure 70 à partir de données obtenues de trois trous de forage d'orientation quelconque.

Tableau 6.3.3J – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du plan du site illustré à la figure 70. Ces coordonnées ont été calculées à partir d'observations faites suite à l'implantation de trois trous de forage d'orientation quelconque

Tableau 6.3.4A – Paramètres d'orientation et coordonnées de points de l'éponte inférieure du gisement et des trois discontinuités du plan du site illustré à la figure 72

Tableau 6.3.4B – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du site du plan de la figure 72 pour le cas de l'exemple 6.3.4B

Tableau 6.3.4C – Paramètres d'orientation et coordonnées de points appartenant aux discontinuités D2 et D3 du plan du site illustré à la figure 72 pour l'exemple 6.3.4B

Tableau 6.3.4D – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2, F3 et F4 implantés au niveau $z = 900$ pi sur le site dont le plan constitue la figure 72 pour l'exemple 6.3.4B

Tableau 6.3.4E – Coordonnées des points d'intersection des trous de forage et des éléments structuraux pour l'exemple 6.3.4B

Tableau 6.3.4F – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs du plan de l'éponte inférieure et du plan de la discontinuité D1 du site illustré à la figure 72, calculés à partir des données obtenues de trous de forage d'orientation quelconque

Tableau 6.3.4G – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du site de la figure 72 pour l'exemple 6.3.4B

Tableau 6.4.5C – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.4.5A

Tableau 6.5.3A – Paramètres d'orientation et coordonnées de points appartenant aux plans des discontinuités mesurées dans le plan de la surface du socle rocheux de l'exemple 6.5.3A

Tableau 6.5.3B – Cosinus directeurs et coefficients k des plans formant le tétraèdre de l'exemple 6.5.3A

Tableau 6.5.3C – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.5.3A

Tableau 6.6.3A – Diamètres nominal et effectif de barres d'armature crénelées

Tableau 6.6.3B – Diamètres normalisés des forets des perforatrices

Tableau 6.6.3C – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.6.3E

Tableau 6.6.3D – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.6.3F

Tableau 6.6.3E – Paramètres d'orientation des plans de l'exemple 6.6.3G

Tableau 6.6.3F – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.6.3G

Liste des figures

Figure 1 - Système d'axes de référence utilisé dans le présent document.

Figure 2 - Illustration de la définition de la direction et de la plongée d'une droite.

Figure 3 - Illustration de la définition de la direction et du pendage d'un plan.

Figure 4 - Illustration de la définition de la direction du pendage.

Figure 5 - Illustration de la définition du pendage apparent et de la direction du pendage apparent.

Figure 6 - Sphère comportant deux points diamétralement opposés (A et B), un plan horizontal passant par son centre O, le méridien AB, un parallèle et le point de vue P.

Figure 7 - Définition de la projection stéréographique méridienne.

Figure 8 - Canevas de projection stéréographique méridienne tracé en faisant varier les longitudes et les latitudes par bonds de 2 degrés.

Figure 9 - Relations entre les latitudes et les caractéristiques géométriques des parallèles projetés.

Figure 10 - Relations entre les longitudes et les caractéristiques géométriques des méridiens projetés.

Figure 11 - Relations entre la latitude et la longitude d'un point projeté et les coordonnées cartésiennes du parallèle et du méridien projetés définissant ce point.

Figure 12 - Illustration de la procédure de la représentation d'une droite en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation de la droite sont $[210^\circ, 20^\circ]$.

Figure 13 - Illustration de la procédure de la représentation cyclographique d'un plan en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation du plan sont $[340^\circ, 13^\circ]$.

Figure 14 - Illustration de la procédure de la représentation polaire d'un plan en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation du plan sont $[340^\circ, 13^\circ]$.

Figure 15 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant les paramètres d'orientation d'un plan ($C[210^\circ, 28^\circ]$) défini par deux droites d'orientation connue ($A[334^\circ, 24^\circ]$ et $B[277^\circ, 26^\circ]$) qui se rencontrent.

Figure 16 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur de l'angle (52°) entre deux droites d'orientation connue (A[334° , 24°] et B[277° , 26°]) qui se rencontrent.

Figure 17 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant les paramètres d'orientation de la droite d'intersection ([350° , 10°]) de deux plans d'orientation connue (A[180° , 45°] et B[210° , 15°]).

Figure 18 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur de l'angle dièdre (34°) formé par deux plans d'orientation connue (A[180° , 45°] et B[210° , 15°]).

Figure 19 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur des angles des faces d'un tétraèdre formé par quatre plans d'orientation connue (1[0° , 45°], 2[45° , 10°], 3[90° , 30°] et 4[75° , 60°]). Les angles trouvés dans le cas de la face formée par le plan 1 sont 28° , 38° et 114° pour les angles 12-13, 13-14 et 14-12 respectivement.

Figure 20 - (a et b) : Polyèdres de roche pouvant glisser sur une ou deux discontinuités géologiques sans restriction de la dilatance. (c) : Polyèdre de roche ne pouvant pas glisser sur une ou deux discontinuités géologiques sans restriction de la dilatance.

Figure 21 - Schéma illustrant un banc d'essais de cisaillement direct en laboratoire à contrainte normale constante sur les discontinuités géologiques.

Figure 22 - Résultats d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante donnée sur une discontinuité géologique. (a) : Diagramme contrainte tangentielle-déplacement tangentiel. (b) : Courbe de dilatance.

Figure 23 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic (A) et une courbe de résistance résiduelle (B) d'une discontinuité géologique. ϕ_r est l'angle de frottement résiduel.

Figure 24 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle de Patton.

Figure 25 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle LADAR; comparaison avec le modèle de Patton.

Figure 26 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle de Barton.

Figure 27 - Dimensions linéaires maximales d'un tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

Figure 28 - Talus à proximité duquel il y a trois plans structuraux qui se rencontrent, formant plus d'un tétraèdres complètement exposés.

Figure 29 - Tétraèdre complètement exposé découpé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus, le plan de la surface du socle rocheux n'intervenant pas.

Figure 30 - Tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

Figure 31 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

Figure 32 - Tétraèdre complètement exposé découpé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus. La ligne A est l'intersection des plans structuraux PS1 et PS2, la ligne ST est l'intersection du plan du talus avec le plan de la surface du socle rocheux, les lignes T1 et T2 sont les intersections du plan du talus avec les plans structuraux PS1 et PS2 respectivement, les lignes S1 et S2 sont les intersections du plan de la surface du socle rocheux avec les plans structuraux PS1 et PS2 respectivement.

Figure 33 - Nomenclature des parois des excavations souterraines. (a): Section verticale d'un chantier de mine. (b): Section verticale d'une voie horizontale ou d'une chambre de petites dimensions. (c): Section verticale d'une chambre de grandes dimensions. (d): Section horizontale d'une voie verticale.

Figure 34 - Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement d'une voie horizontale.

Figure 35 - Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité du toit d'une voie horizontale.

Figure 36 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement d'une voie horizontale.

Figure 37 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité du toit d'une voie horizontale.

Figure 38 – Formulation de l'équation du facteur de sécurité contre le glissement sur un plan. (a) : Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement de voie horizontale et dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation. (b) : Section verticale contenant la ligne de pendage du plan de glissement.

Figure 39 – Formulation de l'équation du facteur de sécurité contre le glissement sur deux plans. (a) : Tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus et dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement

sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation. (b) : Section verticale contenant la droite d'intersection des deux plans de glissement. (c) : Section normale à la droite d'intersection des deux plans de glissement, l'observateur faisant face à la paroi de l'excavation.

Figure 40 - Calque produit en projection stéréographique méridienne montrant la détermination des grandeurs des angles ξ et κ requises pour le calcul du facteur de sécurité contre le glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.2.3A).

Figure 41 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un talus quant au glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.2A).

Figure 42 - Illustration d'une droite d'intersection qui « perce » le plan d'un talus dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus – NOTE 1. (a) : Vue du talus et du tétraèdre après glissement. (b) : Section verticale du talus contenant la droite d'intersection. (c) : Section verticale correspondant à la section en (b) dans l'hémisphère de référence montrant la droite d'intersection et la ligne de pendage apparent du plan du talus. (d) : Calque produit en projection stéréographique méridienne montrant la position relative de la trace du plan du talus et celle de la droite d'intersection qui le « perce ».

Figure 43 - Illustration d'une droite d'intersection qui « perce » le plan d'un talus et qui « rencontre » ou non le plan de la surface du socle rocheux dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus – NOTE 2. (a) : Section verticale montrant une droite d'intersection qui « perce » le plan du talus mais qui ne « rencontre » pas le plan de la surface du socle rocheux. (b) : Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant à (a). (c) : Section verticale montrant une droite d'intersection qui « perce » le plan du talus et qui « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. (d) Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant à (c).

Figure 44 - Illustration d'une ligne de pendage « dégagée » dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus. La droite comportant une tête de flèche est la ligne de pendage du plan structural PS1 - NOTE 3.

Figure 45 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.2B.

Figure 46 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un talus quant au glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.2C).

Figure 47 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.2D.

Figure 48 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure quant au glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.3A).

Figure 49 - Illustration d'une ligne de pendage « dégagée » dans le cas d'une analyse de stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure – NOTE 5. (a) : Croquis montrant un tétraèdre découpé par trois plans structuraux au parement d'une excavation souterraine, l'observateur faisant face au parement. La droite comportant une tête de flèche est la ligne de pendage du plan structural PS3. (b) : Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant au croquis montré en (a).

Figure 50 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte inférieure de l'exemple 5.3.3B.

Figure 51a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.3C.

Figure 51b - Section verticale perpendiculaire au plan du parement qui illustre schématiquement l'attitude du tétraèdre de l'exemple 5.3.3C.

Figure 52 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure quant au glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.3D).

Figure 53 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.3E.

Figure 54 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute dans l'excavation sans glissement préalable (exemple 5.3.4A).

Figure 55 - Inclusion dans un faisceau de droites dans le cas d'une analyse de stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure - NOTE 6. (a): Le pôle de la ligne d'action de la gravité G est inclus dans le triangle sphérique dont les sommets sont les pôles des droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux. (b): Le pôle de la ligne d'action de la gravité G n'est pas inclus dans le triangle sphérique dont les sommets sont les pôles des droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux.

Figure 56 – Illustration d'une droite d'intersection qui « rencontre » un toit ou une éponte supérieure – NOTE 7. (a) : Vues en élévation, en profil et en plan du tétraèdre à proximité d'une éponte supérieure. (b) : Section verticale dans l'hémisphère de référence montrant le plan du toit et les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. (c) : Calque

montrant la représentation cyclographique du plan du toit ainsi que les pôles des droites d'intersection.

Figure 57a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4B.

Figure 57b - Section verticale perpendiculaire au plan de l'éponte supérieure qui illustre schématiquement l'attitude du tétraèdre de l'exemple 5.3.4B.

Figure 58 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4C.

Figure 59 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute après glissement sur un plan (exemple 5.3.4D).

Figure 60 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du toit de l'exemple 5.3.4E.

Figure 61 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute après glissement deux plans (exemple 5.3.4F).

Figure 62 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4G.

Figure 63 – Talus à proximité duquel se rencontrent trois plans structuraux illustrant les données de l'exemple 5.3.5A.

Figure 64a – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS1 et PS3.

Figure 64b – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS1 et PS3.

Figure 64c – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS2 et PS3.

Figure 65 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5D.

Figure 66a – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS2 et PS3.

Figure 66b – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS2 et PS4.

Figure 66c – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS3 et PS4.

Figure 66d – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS2, PS3 et PS4.

Figure 67a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS2 et PS3.

Figure 67b - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS2 et PS4.

Figure 67c - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS3 et PS4.

Figure 67d - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS2, PS3 et PS4.

Figure 68 – (a) : Bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné de pente θ . (b) : Bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné de pente θ au centre de gravité duquel agit une force horizontale KW dirigée vers le pied du plan incliné.

Figure 69 – Définition des angles directeurs de la normale à un plan dans le système d'axes de référence.

Figure 70 – Plan typique d'un site sur lequel le mort-terrain a été enlevé afin de procéder à son investigation. On y retrouve le système d'axes de référence, les lignes de niveau de la surface du socle rocheux, la trace de deux failles et du plan d'un talus sur la surface du socle rocheux, les sommets A, B, C et D du tétraèdre formé par le plan de la surface du socle rocheux, le plan du talus et les deux plans de faille, la position des trous de forage F1, F2 et F3. La cote du pied du talus est 80 pi.

Figure 71 – Trou de forage n de direction D_n' et de plongée P_n' recoupant l'élément structural i à une distance L_{in} de la tête. Le référentielle xyz est celui défini à la section 2.1.

Figure 72 – Portion du plan du niveau $z = 800$ pi d'une mine souterraine représentant la trace de l'éponte inférieure du gisement, l'axe de la galerie principale, l'axe d'un travers-banc et les traces des discontinuités géologiques D1, D2 et D3, discontinuités recoupées par la galerie principale. Portion du plan du niveau $z = 900$ pi de la même mine superposée à la portion du plan du niveau $z = 800$ pi représentant l'axe de la galerie principale ainsi que la position de quatre trous de forage.

Figure 73 – Courbe-enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long d'un plan structural comportant une cohésion. Définition de l'angle de résistance au cisaillement mobilisable minimal (droite tirée), de l'angle de résistance au cisaillement mobilisable équivalent (droite continue) et de la résistance en tension (T_0).

Figure 74 – Tétraèdre ABCD illustrant les faces porteuses BCD et ABD, les angles μ , v et ε servant au calcul des aires des faces du tétraèdre, le plan vertical imaginaire contenant la droite d'intersection BD des deux faces porteuses, l'intersection E du plan imaginaire avec l'arête AC du tétraèdre ainsi que l'angle ρ que fait la normale au plan ABD avec la verticale.

Figure 75 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du tétraèdre de l'exemple 6.3.3B montrant la mesure des angles μ , v , ρ_{ABD} et ρ_{BCD} .

Figure 76 – Courbe-enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long des faces porteuses pour l'exemple 6.4.4A.

Figure 77 – Courbe enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long des faces porteuses en fonction de la contrainte normale totale montrant la définition de l'angle de frottement modifié.

Figure 78 - Section verticale contenant la ligne de pendage du plan de glissement d'un tétraèdre de poids propre W découpé à la paroi d'une excavation au centre de gravité duquel agit une force f dirigée vers le plan de glissement

Figure 79 – (a) : Section verticale contenant la droite d'intersection de deux plans de glissement (A et B) d'un tétraèdre de poids propre W découpé à la paroi d'une excavation au centre de gravité duquel agit une force f dirigée vers la droite d'intersection. (b) : Section normale à la droite d'intersection des deux plans de glissement, l'observateur faisant face à la paroi de l'excavation.

Figure 80 – Section verticale passant par le centre de gravité d'un tétraèdre découpé au toit d'une excavation souterraine et contenant la tige d'ancrage scellée dans un trou de forage d'implantation.

Figure 81 - Définition des angles directeurs d'une droite dans le système d'axes de référence.

Figure 82 – Illustration de l'axe du trou de forage d'implantation de l'ancrage de l'exemple 6.6.3D, montrant la position des trois plans structuraux rencontrés, les longueurs des trois segments tête de trou-point de percée, la distance sécuritaire et la longueur du segment de scellement.

Figure 83 – Section verticale passant par le centre de gravité d'un tétraèdre découpé à la face d'un talus d'une excavation et contenant la tige d'ancrage scellée dans un trou de forage d'implantation.

Liste des notations et symboles

a : accélération maximale horizontale des particules lors d'un séisme naturel, accélération au pic des particules lors d'un tir à l'explosif

a_s : rapport de l'aire cisailée des aspérités d'une discontinuité géologique sur l'aire totale de la discontinuité

A : constante

B : constante pour un tétraèdre donné

c : cohésion (paramètre de Coulomb)

C_0 : résistance en compression uniaxiale

C_l : charge à la limite d'élasticité d'une tige ou d'un câble

C_r : charge à la rupture d'une tige ou d'un câble

C_x, C_y, C_z : coefficients de Cramer

d : diamètre nominal d'une tige ou d'un câble

d_e : diamètre effectif d'une tige ou d'un câble

d_{es} : diamètre effectif d'une tige ou d'un câble sélectionné

D : direction d'un plan

D_i : direction du plan i , $i = 1, 2, \dots$

D' : direction d'une droite

D_n' : direction de l'axe du trou de forage n , $n = 1, 2, \dots$

D_t' : direction d'un trou de forage d'implantation d'un ancrage

E : charge d'explosif amorcé par le détonateur à délai le plus court lors d'un sautage

E_r : module d'élasticité du matériau de la roche d'un massif

E_s : module d'élasticité du matériau de scellement d'un ancrage

f : tension à maintenir dans une tige ou un câble d'ancrage, force d'orientation quelconque passant par le centre de gravité d'un bloc reposant sur un plan incliné

f_i : tension minimale à atteindre lors de la mise en tension d'une tige ou d'un câble

f_h : force hydrostatique

F_n : force normale au plan incliné, à la ligne de pendage d'un plan de glissement ou à la droite d'intersection de deux plans de glissement

F_t : force tangentielle au plan incliné, force parallèle à la ligne de pendage d'un plan de glissement ou à la droite d'intersection de deux plans de glissement

F_s : force déstabilatrice résultant d'un séisme

F_x : force suivant l'axe x du référentiel xy

F_y : force suivant l'axe y du référentiel xy

FS : facteur de sécurité

FSC : facteur de sécurité contre la chute

FSC_r : facteur de sécurité contre la chute recherché

FSG : facteur de sécurité contre le glissement

FSG_r : facteur de sécurité contre le glissement recherché

FSGA : fraction du facteur de sécurité contre le glissement pour la face porteuse A

FSGB : fraction du facteur de sécurité contre le glissement pour la face porteuse B

g : accélération due à la gravité

h : hauteur d'un tétraèdre

H : hauteur d'un talus

i : angle de dilataance

JCS : « Joint Wall Compressive Strength » de la classification géomécanique de Barton

JRC : « Joint Roughness Coefficient » de la classification géomécanique de Barton

k : constante

K : coefficient séismique, coefficient de l'équation d'une droite dans l'espace

K_o : coefficient de l'équation de l'axe d'un trou de forage donnant les coordonnées de la tête du trou

K_{pi} : coefficient de l'équation de l'axe d'un trou de forage donnant les coordonnées du point d'intersection avec le plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

K_t : constante supérieure à l'unité définissant la tension initiale dans une tige ou un câble d'un ancrage tensionné

K_1 : constante

K_2 : constante

L_{in} : distance mesurée entre la tête du trou de forage n et l'élément structural i , $n = 1, 2, \dots$ et $i = 1, 2, \dots$

L_1 : distance sécuritaire, mesurée le long du trou de forage, entre les plans structuraux et le début et la fin du mécanisme d'ancrage ou du segment de scellement

L_{opi} : distance entre la tête du trou de forage et le point d'intersection avec le plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

$L_{opI}, L_{opII}, L_{opIII}, \dots$: distances entre la tête de trous de forage et le point d'intersection avec les plans structuraux placés en ordre croissant

L_s : longueur de scellement d'une tige ou d'un câble

L_{ti} : longueur totale du trou de forage d'implantation d'un ancrage au-delà du plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

$L_{tI}, L_{tII}, L_{tIII}, \dots$: longueurs totales de trous de forage d'implantation placées en ordre croissant

P : pendage d'un plan

P_i : pendage du plan i , $i = 1, 2, \dots$

P' : plongée d'une droite

P_n' : plongée de l'axe du trou de forage n , $n = 1, 2, \dots$

$P_{(\eta \text{ ans})}$: probabilité de dépassement pour un coefficient séismique donné en η années

r : rayon d'un parallèle projeté lors du traçage des canevas de projection stéréographique méridienne, dureté Schmidt d'une paroi humide d'une discontinuité géologique

r' : rayon d'un méridien projeté lors du traçage des canevas de projection stéréographique méridienne

R : rayon du canevas de projection stéréographique méridienne, dureté Schmidt d'une surface sciée et sèche de la roche à proximité d'une discontinuité géologique, distance entre l'endroit d'un tir à l'explosif et le centre de gravité d'un tétraèdre

R_A : composante normale à la face porteuse A du poids propre d'un tétraèdre

R_B : composante normale à la face porteuse B du poids propre d'un tétraèdre

S : aire d'une face d'un tétraèdre

S_{ABC} : aire de la face ABC du tétraèdre ABCD

S_{ABD} : aire de la face ABD du tétraèdre ABCD

S_{BCD} : aire de la face BCD du tétraèdre ABCD

T_o : résistance en tension

T_{oABC} : résistance en tension mobilisable sur la face ABC du tétraèdre ABCD

T_{oABD} : résistance en tension mobilisable sur la face ABD du tétraèdre ABCD

T_{oBCD} : résistance en tension mobilisable sur la face BCD du tétraèdre ABCD

T_l : contrainte de tension à la limite élastique d'une tige ou d'un câble

T_r : résistance en tension d'une tige ou d'un câble

u : pression hydraulique moyenne sur les faces porteuses d'un tétraèdre

u_m : pression hydraulique maximale sur les faces porteuses d'un tétraèdre

v : taux de dilatance au pic

V : volume d'un tétraèdre

W : poids propre d'un tétraèdre

W_n : composante du poids propre d'un tétraèdre normale à la ligne de pendage d'un plan de glissement ou à la droite d'intersection de deux plans de glissement

W_t : composante du poids propre d'une tétraèdre parallèle à la ligne de pendage d'un plan de glissement ou à la droite d'intersection de deux plans de glissement

x : coordonnée cartésienne

x_d : coordonnée x du centre de l'arc de cercle représentant un parallèle du canevas de projection stéréographique méridienne

x_e : coordonnée x du centre de l'arc de cercle représentant un méridien du canevas de projection stéréographique méridienne, coordonnée x du point E d'un tétraèdre

x_g : coordonnée x du centre de gravité d'un tétraèdre

x_{in} : coordonnée x de l'intersection du trou de forage n avec l'élément structural i , $n = 1, 2, \dots$ et $i = 1, 2, \dots$

x_j : coordonnée x du sommet j d'un tétraèdre, $j = a, b, c, d$ et e

x_o : coordonnée x de la tête d'un trou de forage

x_{on} : coordonnée x de la tête du trou de forage n , $n = 1, 2, \dots$

x_{pi} : coordonnée x du point d'intersection d'un trou de forage avec le plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

y : coordonnée cartésienne

y_d : coordonnée y du centre de l'arc de cercle représentant un parallèle du canevas de projection stéréographique méridienne

y_e : coordonnée y du centre de l'arc de cercle représentant un méridien du canevas de projection stéréographique méridienne, coordonnée y du point E d'un tétraèdre

y_g : coordonnée y du centre de gravité d'un tétraèdre

y_{in} : coordonnée y de l'intersection du trou de forage n avec l'élément structural i , $n = 1, 2, \dots$ et $i = 1, 2, \dots$

y_j : coordonnée y du sommet j d'un tétraèdre, $j = a, b, c, d$ et e

y_o : coordonnée y de la tête d'un trou de forage

y_{on} : coordonnée y de la tête du trou de forage n , $n = 1, 2, \dots$

y_{pi} : coordonnée y du point d'intersection d'un trou de forage avec le plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

z : coordonnée cartésienne

z_e : coordonnée z du point E d'un tétraèdre

z_g : coordonnée z du centre de gravité d'un tétraèdre

z_{in} : coordonnée z de l'intersection du trou de forage n avec l'élément structural i , $n = 1, 2, \dots$ et $i = 1, 2, \dots$

z_j : coordonnée z du sommet j d'un tétraèdre, $j = a, b, c, d$ et e

z_o : coordonnée z de la tête d'un trou de forage

z_{on} : coordonnée z de la tête du trou de forage n , $n = 1, 2, \dots$

z_{pi} : coordonnée z du point d'intersection d'un trou de forage avec le plan structural i , $i = 1, 2, \dots$

α : angle directeur de la normale à un plan relatif à l'axe x , angle entre la composante normale de la réaction au poids propre d'un tétraèdre à la face porteuse A et la verticale

α_i : angle directeur de la normale au plan i relatif à l'axe x , $i = 1, 2, \dots$

α' : angle directeur d'une droite relatif à l'axe x , angle directeur de l'axe d'un trou de forage relatif à l'axe x

β : angle directeur de la normale à un plan relatif à l'axe y , angle entre la composante normale de la réaction au poids propre d'un tétraèdre à la face porteuse B et la verticale

β_i : angle directeur de la normale au plan i relatif à l'axe y , $i = 1, 2, \dots$

β' : angle directeur d'une droite relatif à l'axe y , angle directeur de l'axe d'un trou de forage relatif à l'axe y

γ : angle directeur de la normale à un plan relatif à l'axe z

γ_i : angle directeur de la normale au plan i relatif à l'axe z , $i = 1, 2, \dots$

γ_r : poids volumique de la roche

γ_w : poids volumique de l'eau

γ' : angle directeur d'une droite relatif à l'axe z , angle directeur de l'axe d'un trou de forage relatif à l'axe z

δ : diamètre d'un trou de forage

Δ : dénominateur des coefficients de Cramer

$\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$: numérateurs des coefficients de Cramer

$\Delta\phi_a$: correction à apporter à l'angle ϕ pour tenir compte d'un ancrage tensionné

$\Delta\phi_f$: correction à apporter à l'angle ϕ pour tenir compte d'une force hydrostatique

$\Delta\phi_h$: correction à apporter à l'angle ϕ pour tenir compte des pressions hydrauliques

$\Delta\phi_M$: correction à apporter aux angles ϕ_A et ϕ_B pour tenir compte d'un ancrage tensionné

$\Delta\phi_s$: correction à apporter à l'angle ϕ pour tenir compte des séismes

ε : angle entre les arêtes BA et BC d'un tétraèdre ABCD

η : nombre d'années

θ : angle de pendage d'un plan, angle de plongée d'une droite, angle d'un plan incliné

θ_a : angle d'un plan incliné à l'équilibre limite

θ_b : angle d'un plan incliné à l'équilibre limite

κ : angle dièdre formé par le plan bisecteur de l'angle dièdre formé par les plans de glissement et le plan horizontal

λ : latitude des parallèles en projection stéréographique méridienne

μ : longitude des méridiens en projection stéréographique méridienne, angle entre les arêtes BC et BD d'un tétraèdre ABCD

ν : angle entre les arêtes BA et BD d'un tétraèdre ABCD

ξ : angle dièdre formé par les plans de glissement d'un tétraèdre

ρ : angle entre la verticale et la normale à une face porteuse d'un tétraèdre

ρ_{ABD} : angle ρ de la face porteuse ABD d'un tétraèdre ABCD

ρ_{BCD} : angle ρ de la face porteuse BCD d'un tétraèdre ABCD

σ : contrainte normale

σ_e : contrainte normale effective

Σ : sommation

τ : contrainte de cisaillement, résistance au cisaillement mobilisable

τ_e : résistance au cisaillement mobilisable pour une contrainte normale effective donnée

τ_r : critère de rupture de la roche des aspérités d'une discontinuité géologique

φ : angle de résistance au cisaillement mobilisable le long d'un plan structural

φ_A : angle φ du plan structural A

φ_b : angle de frottement du matériau des parois d'une discontinuité géologique

φ_B : angle φ du plan structural B

φ_e : angle de frottement équivalent

φ_m : angle de frottement modifié

φ_o : angle de frottement (paramètre de Coulomb)

φ_r : angle de résistance résiduelle, angle de frottement résiduel

φ_μ : angle de frottement le long des parois d'une discontinuité géologique

ω : angle que fait la force f avec l'horizontale

Avant-propos

Le présent rapport résume l'ensemble des notes recueillies et des travaux faits initialement par le premier auteur sur la stéréographie appliquée aux instabilités structurales dans les excavations souterraines et à découvert durant ses années d'enseignement à l'École Polytechnique.

Une partie de ces notes ont aussi été utilisées par les deux autres auteurs dans leur enseignement. Leurs très nombreux commentaires et suggestions ont largement contribué à l'évolution de ces dernières au fil des ans et se sont avérés indispensables lors de la rédaction de ce document.

Les procédures d'analyse de stabilité que le lecteur trouvera tout au long du chapitre 5 sont originales. Ces procédures, très explicites, sont toujours très appréciées des étudiants recevant cet enseignement. Le chapitre 6 présente une généralisation de l'approche stéréographique à l'étude des instabilités structurales dans les massifs rocheux. Un certain nombre de points rapportés dans ce chapitre constituent aussi des apports originaux.

Les auteurs ne peuvent passer sous silence l'aide apportée par plusieurs étudiants du premier cycle universitaire qui ont appliqué diverses portions du contenu des chapitres 5 et 6 du présent ouvrage dans leur projet de fin d'études. Ils ont confirmé l'adéquation des procédures d'analyse et des méthodologies de généralisation de l'approche.

Par ailleurs, il est évident que les auteurs de ce rapport ne peuvent pas être tenus responsables des conceptions faites à l'aide de ce guide, à moins qu'ils aient été directement impliqués dans l'ensemble des travaux ayant permis leur réalisation.

Les instabilités structurales

Guide d'analyse de stabilité par stéréographie et de calcul d'ancrages

Sommaire

Les trois premiers chapitres du document préparent le lecteur à ce qui suit. On y traite d'abord des instabilités des excavations dans les massifs rocheux, définissant sommairement les instabilités structurales, les instabilités par excès de contrainte et les instabilités mixtes. Les conventions géométriques utilisées sont ensuite présentées en mettant l'accent sur les paramètres d'orientation des droites et des plans dans l'espace. Puis les auteurs traitent de la projection stéréographique en général et de la projection stéréographique méridienne en particulier, présentant toutes les définitions pertinentes et montrant comment le canevas servant à la projection peut être construit, gradué et utilisé. Par la suite, ils proposent des procédures facilitant la représentation des éléments géométriques impliqués dans les analyses de stabilité de même que des procédures de solution d'un certain nombre de problèmes fondamentaux en stéréographie, procédures dont la connaissance est indispensable à la conduite de ces analyses, au calcul des facteurs de sécurité et à l'utilisation des méthodologies de généralisation proposées.

Dans le quatrième chapitre, on présente un survol de la littérature existante portant sur la résistance au cisaillement mobilisable le long des discontinuités géologiques, sur la prévision des modes d'instabilité structurale potentielle dans les excavations souterraines et à découvert à l'aide de la projection stéréographique méridienne et sur les autres méthodes de prévision dans le but unique de s'assurer que le lecteur est en mesure d'évaluer les implications des hypothèses explicites ou implicites aux méthodologies proposées dans les chapitres suivants. Quelques références sont faites sur la façon d'obtenir la courbe de résistance au cisaillement des discontinuités géologiques et sur les modélisations les plus classiques de ces courbes, soit Patton, LADAR et Barton.

Vient ensuite le chapitre 5 dans lequel les auteurs présentent diverses généralités sur les tétraèdres, le seul type de polyèdres considérés dans ce document. Ils font subséquemment la démonstration des équations permettant de calculer les facteurs de sécurité contre le glissement puis présentent la liste des hypothèses usuellement faites afin de procéder aux analyses de stabilité. Ils enchaînent avec la description des diverses procédures d'analyse de stabilité des talus, des parements ou des épontes inférieures et des toits ou des épontes supérieures, les modes d'instabilité potentielle considérés étant le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation ainsi que le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation. Dans le cas des toits ou des épontes supérieures, un troisième mode d'instabilité est pris en ligne de compte, soit la chute dans l'excavation sans

glissement préalable. Toutes les procédures sont illustrées à l'aide de divers exemples numériques conduisant à l'obtention de facteurs de sécurité contre le glissement.

Dans le chapitre 6, les auteurs suggèrent des méthodes qui permettent de considérer les secousses sismiques, d'origine naturelle ou non, les pressions hydrauliques et les forces hydrostatiques dans le calcul des facteurs de sécurité contre le glissement. Ils proposent une méthodologie de vérification des relations linéaires afin d'établir si le tétraèdre est complètement exposé ou non et ils profitent de la présentation de cette méthodologie pour suggérer des moyens d'établir les paramètres d'orientation d'éléments structuraux non accessibles directement. Ils montrent comment une résistance au cisaillement mobilisable non linéaire le long des discontinuités géologiques est prise en ligne de compte par l'approche de l'angle de frottement équivalent et décrivent de quelle façon les facteurs de sécurité contre la chute sans glissement préalable peuvent être calculés lorsque les plans structuraux possèdent exceptionnellement une cohésion. Pour terminer, une méthodologie de dimensionnement des tiges et des câbles d'ancrage est suggérée. Tous ces différents points de généralisation de l'analyse de stabilité par la stéréographie sont illustrés par des exemples numériques.

1. Introduction

1.1. Généralités

Il faut accepter au départ que les massifs rocheux possèdent une structure géologique. Les éléments de cette structure portent des noms géologiques comme joints, diaclases, cisaillements, contacts intrusifs, stratifications, discordances, C'est donc dire, que les amas de roche qui constituent les massifs rocheux comportent des discontinuités géologiques d'orientations diverses qui se rencontrent et qui y découpent, plus ou moins complètement, des blocs polyédriques. Ces discontinuités sont habituellement considérées comme étant planaires, d'où l'expression plans structuraux fréquemment utilisée pour y référer.

Les paramètres d'orientation de ces discontinuités dans l'espace peuvent être établis de façon déterministe ou de façon probabiliste, selon leur nature.

1.2. Les types d'instabilité des excavations souterraines et à découvert

L'instabilité est définie dans le présent document comme étant l'ensemble des phénomènes qui font que la géométrie des excavations change au moment de leur réalisation ou subséquemment. Dans le cas des excavations non soutenues, deux mécanismes fondamentaux d'instabilité sont reconnus (Hoek et Brown, 1980). Le premier mécanisme mène aux instabilités dites structurales et le deuxième, aux instabilités dites par excès de contraintes. Il y a aussi des instabilités qui résultent, d'après les auteurs de ce document, d'une combinaison des deux mécanismes. Bien que dans cet ouvrage il soit question uniquement des instabilités structurales, les sections qui suivent décrivent néanmoins les trois types (Hoek et Brown, 1980; Hoek, 1992).

1.2.1. Les instabilités structurales

Les instabilités structurales sont des instabilités induites uniquement par les discontinuités géologiques ("structurally induced failure"). Ce sont des chutes, précédées ou non de glissements, de basculements et de rotations de polyèdres de roche (ou d'ensembles de polyèdres de roche) complètement découpés par les plans structuraux. Ces instabilités se produisent sous l'influence de leur poids propre seul ou parfois aussi de forces déstabilisatrices comme les pressions hydrauliques, les forces hydrostatiques, les forces qui résultent des secousses sismiques ou les forces découlant de l'activité de l'homme.

Règles générales, ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous faibles contraintes montrant une structure géologique bien développée. C'est souvent ce qui caractérise les excavations souterraines à faible profondeur comme les tunnels et les chambres souterraines dans les travaux publics et les piliers de surface des mines. C'est presque toujours le cas des parois des excavations à découvert. Notons qu'avec ces dernières, les instabilités impliquant un glissement sur des plans structuraux sont parfois appelées instabilités de talus par translation.

Lorsque de tels massifs montrent une structure géologique exceptionnellement développée, les polyèdres de roches qui y sont découpés sont de petites dimensions relativement aux dimensions du talus ou du souterrain. Les instabilités qui se produisent alors dans ces massifs diffèrent des instabilités structurales et sont décrites à la section 1.2.3.

1.2.2. Les instabilités par excès de contraintes

Les instabilités par excès de contraintes résultent du dépassement de la résistance de la roche du massif par les contraintes au pourtour de l'excavation ("stress induced failure"), l'influence des discontinuités géologiques étant négligeable.

Ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous grandes contraintes dans lesquels la structure géologique est peu développée (c'est-à-dire que les discontinuités géologiques sont peu nombreuses ou que leur espacement est d'un ordre de grandeur égal ou supérieur aux dimensions de l'excavation). Elles sont caractéristiques des souterrains profonds, situations fréquentes en exploitation des mines. Exceptionnellement, elles peuvent se présenter dans les souterrains peu profonds percés dans des massifs rocheux de résistance relativement faible.

Retenons que les instabilités par excès de contraintes résultent parfois en coups de terrains ("rockbursts").

1.2.3. Les instabilités mixtes

Les instabilités mixtes résultent d'une combinaison des deux mécanismes déjà décrits. Les cas présentés aux paragraphes qui suivent sont les exemples les plus souvent observés

Ainsi, dans certaines situations particulières, les plans structuraux peuvent favoriser le décollement et le flambage de couches de roche qui engendrent des ruptures en tension complétant le découpage de polyèdres de roche qui, subséquentement, glissent et chutent ou basculent dans l'excavation.

Les talus de grande hauteur découpés dans des massifs rocheux possédant une structure géologique très développée, comme il s'en trouve dans certaines mines à ciel ouvert, montrent des instabilités par rotation, puisque la masse instable tourne plus ou moins autour d'un centre situé au-dessus du talus. Le processus de ces instabilités implique d'abord un désenchevêtrement de la masse qui résulte de glissements le long des plans structuraux, glissements engendrés, entre autres, par les vibrations, les séismes, le gel de l'eau dans les discontinuités, Ces glissements le long des plans structuraux favorisent un dépassement subséquent de la résistance de la roche en réduisant les aires de contact entre les polyèdres de roche, entraînant ainsi l'instabilité.

1.3. La stéréographie et les instabilités structurales

Plusieurs problèmes à caractère géométrique rencontrés en sciences et en génie, impliquant des droites, des plans et même des surfaces cylindriques dans un espace tridimensionnel, peuvent être grandement simplifiés et parfois résolus facilement et rapidement par l'utilisation de systèmes de projection. On rencontre de tels problèmes dans certaines des disciplines scientifiques comme, par exemple, la cristallographie (la physique de l'état solide ainsi que la minéralogie), la pétrographie et la géologie structurale.

Il existe de tels problèmes aussi en géomécanique et en mécanique des roches; l'analyse de stabilité des excavations quant aux instabilités structurales est un exemple typique d'application. Ces analyses sont grandement simplifiées si on tire avantage du système de projection stéréographique et si on accepte les hypothèses qu'il faut alors énoncer. En effet, la stéréographie permet d'établir rapidement la morphologie du polyèdre de roche ainsi que son mode d'instabilité potentielle. Toutefois, les analyses faites par projection stéréographique font référence uniquement au mouvement, et de ce fait la stéréographie est au départ une méthode que l'on doit qualifier de « cinématique ».

Le mode de raisonnement de l'ingénieur est le plus souvent basé sur des critères de stabilité locale des ouvrages comme le facteur (ou le coefficient) de sécurité. En d'autres mots, l'ingénieur veut savoir si un ouvrage de géométrie donnée, réalisé dans un massif rocheux spécifique, pourra supporter les charges naturelles et/ou artificielles; un facteur de sécurité supérieur à l'unité signifie oui, alors qu'un facteur de sécurité égal ou inférieur à l'unité signifie le contraire. L'analyse de stabilité des excavations quant aux instabilités structurales par stéréographie ne permet pas de satisfaire cette façon de penser de l'ingénieur.

Cependant, il est possible, une fois le mode d'instabilité potentielle établi, d'y greffer les équations de la statique et de calculer des facteurs de sécurité, des poussées sur les soutènements, des grandeurs de forces stabilisatrices et même d'éliminer certaines des hypothèses propres à la stéréographie, sans en perdre les avantages.

1.4. L'objectif du document

Le présent document a pour objectif premier de fournir à l'ingénieur un guide à l'aide duquel il peut procéder à des analyses de stabilité d'excavations souterraines et à découvert. Par la suite, il pourra même, à l'aide de ce guide, optimiser une conception.

Les instabilités analysées à l'aide de ce guide sont exclusivement de type structural et la technique utilisée est la projection stéréographique méridienne.

Les discontinuités géologiques qui se rencontrent à proximité des parois d'excavations peuvent découper diverses formes de polyèdres de roche qui sont tous susceptibles d'être instables, suivant divers modes. Cependant, ce guide se limite aux modes impliquant les chutes avec ou sans glissement préalable de polyèdres particuliers, soient les tétraèdres. Comme il le sera discuté plus loin, une telle restriction n'est pas nécessairement une limitation au document.

Ce document fait intervenir uniquement des discontinuités géologiques dont les paramètres d'orientation sont connus de façon déterministe.

2. Les conventions géométriques

2.1. Le système d'axes de références

Le système d'axes qui est utilisé tout au long du document est le système est (x), nord (y) et vertical (z) montré à la figure 1. Le plan xy de ce système cartésien est toujours le plan horizontal; l'axe x est toujours positif dans la direction est et l'axe y, dans la direction nord. L'axe z (vertical) est toujours positif en allant vers le haut.

2.2. Les paramètres d'orientation d'une droite dans l'espace

Les paramètres d'orientation d'une droite dans l'espace utilisés dans le présent document sont sa direction et de sa plongée.

La direction d'une droite est l'orientation de sa projection orthogonale sur le plan horizontal (voir la figure 2). La direction peut être mesurée sous forme de course ou d'azimut. Dans le ce document, la direction sera toujours donnée en tant qu'azimut.

La plongée d'une droite est l'angle entre la droite et sa projection orthogonale sur le plan horizontal (voir la figure 2). Par convention, la plongée est toujours mesurée sous le plan horizontal et de façon à obtenir des angles inférieurs ou égaux à 90° . Dans ces conditions, la plongée est positive.

Afin d'éviter d'avoir à référer aux points cardinaux, l'azimut caractérisant la direction sera toujours mesurée de façon à ce que **la droite plonge devant l'observateur**.

Les paramètres d'orientation d'un trou de forage sont les mêmes que ceux de la droite qui représente l'axe du trou. Toutefois, dans ce cas, l'observateur ne pouvant être qu'à la tête du trou il doit exceptionnellement définir l'azimut de la direction en cette position et admettre que la plongée peut être négative lorsque le forage s'élève au-dessus du plan horizontal.

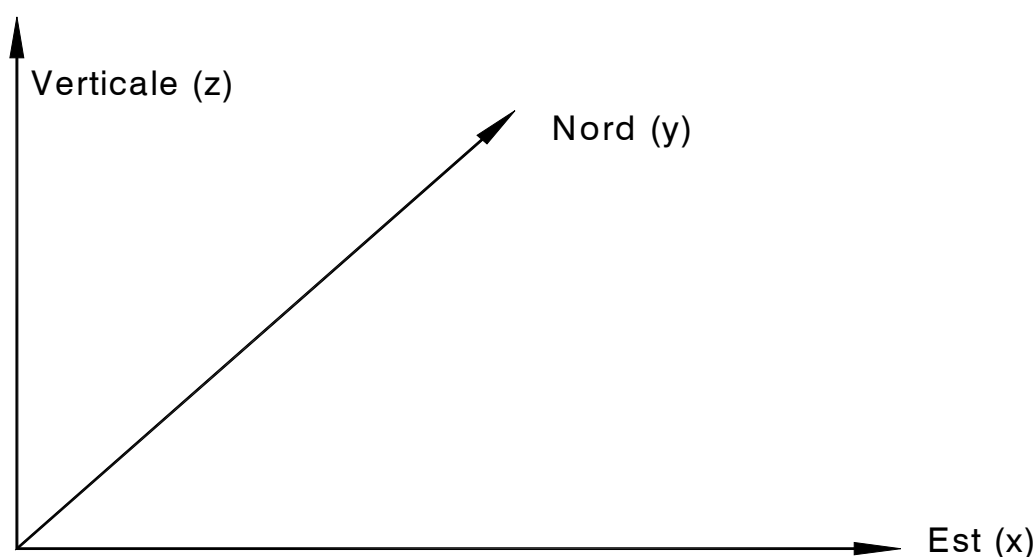


Figure 1 - Système d'axes de référence utilisé dans le présent document.

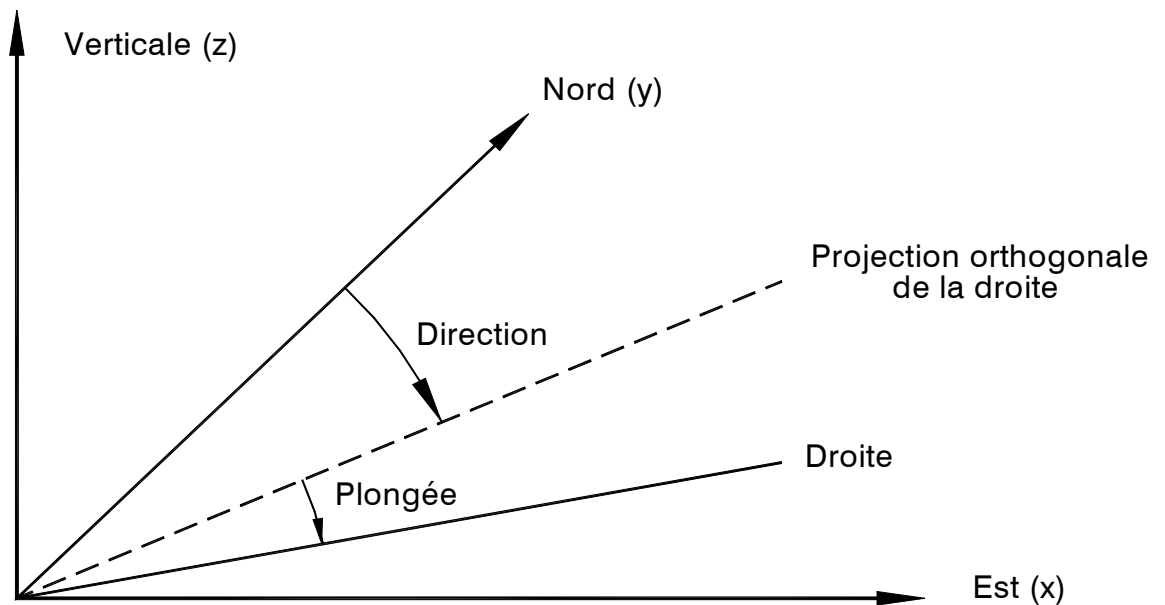


Figure 2 - Illustration de la définition de la direction et de la plongée d'une droite.

2.3. Les paramètres d'orientation d'un plan dans l'espace

Le document présente, dans cette section, trois façons de définir les paramètres d'orientation d'un plan dans l'espace. Les deux premières façons décrites (la direction du plan et son pendage ainsi que le pendage du plan et la direction du pendage) sont les plus utilisées. Ce sont celles que l'on retrouve le plus fréquemment dans les ouvrages de géomécanique et de mécanique des roches. La troisième façon d'orienter des plans dans l'espace (deux pendages apparents et leur direction respective) peut être néanmoins utile et mérite aussi d'être résumée dans cet ouvrage.

La direction du plan et son pendage - La direction d'un plan est l'orientation de la droite d'intersection du plan avec le plan horizontal (voir la figure 3). La direction est mesurée en tant que course ou en tant qu'azimut. Dans le présent rapport, la direction est toujours donnée en tant qu'azimut.

Le pendage est l'angle dièdre que forme le plan à orienter avec le plan horizontal (voir la figure 3). Donc, le pendage est mesuré perpendiculairement à la direction. Il se mesure toujours sous le plan horizontal et du côté de la direction qui donne un angle inférieur ou égal à 90° . Mesuré de cette façon, le pendage est toujours positif.

Pour éviter d'avoir à référer aux points cardinaux, l'azimut caractérisant la direction sera toujours mesurée de façon à ce que **le plan pende à la droite de l'observateur**. Si le plan dont on veut définir les paramètres d'orientation montre un pendage de 90° et si c'est une discontinuité géologique, on choisit l'un ou l'autre azimut. Si ce plan est une paroi d'excavation, on définit l'azimut de façon à ce que l'excavation se situe à la droite de l'observateur.

Notons que le pendage du plan est aussi la plongée de la droite de plus grande pente appartenant au plan à orienter. Quand un objet glisse ou roule sur un plan (ou un liquide s'écoule sur un plan), il suit toujours cette droite de plus grande pente, souvent appelée ligne de pendage du plan.

C'est exclusivement cette façon de définir les paramètres d'orientation des plans dans l'espace qui est utilisée dans le présent rapport. Cependant, les auteurs jugent bon de présenter aussi les façons qui suivent pour des raisons pratiques.

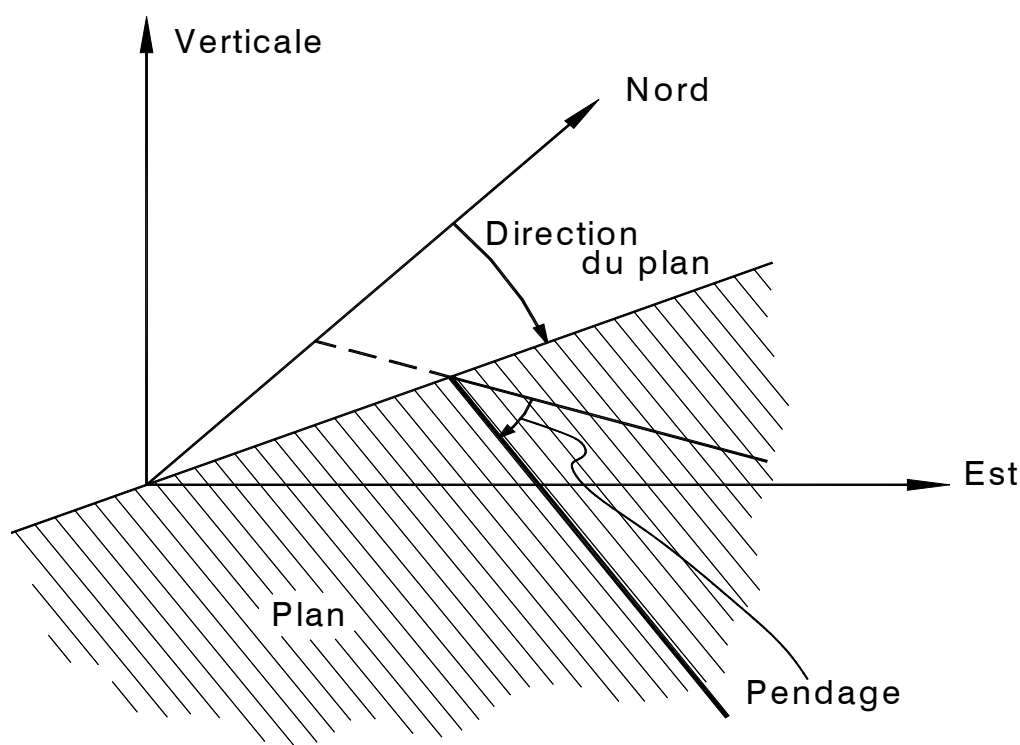


Figure 3 - Illustration de la définition de la direction et du pendage d'un plan.

Le pendage du plan et la direction du pendage - L'examen de la figure 4 permet de constater qu'il suffit d'orienter la ligne de plus grande pente appartenant au plan pour définir alors l'orientation de ce dernier (cette droite est perpendiculaire à la direction du plan).

La direction du pendage est l'orientation de la droite d'intersection du plan vertical contenant l'angle dièdre du pendage et le plan horizontal. Elle est mesurée en tant que course ou en tant qu'azimut.

Remarquons que la droite d'intersection du plan vertical contenant l'angle dièdre et le plan horizontal est aussi la projection orthogonale sur le plan horizontal de la ligne de pendage du plan.

Lors de l'exécution de relevés structuraux in situ, l'expérience montre que les paramètres d'orientation d'un plan sont plus faciles à déterminer en mesurant la direction de sa ligne de pendage et son pendage. Le passage de cette deuxième façon de définir les paramètres d'orientation d'un plan à la première ne pose aucune difficulté.

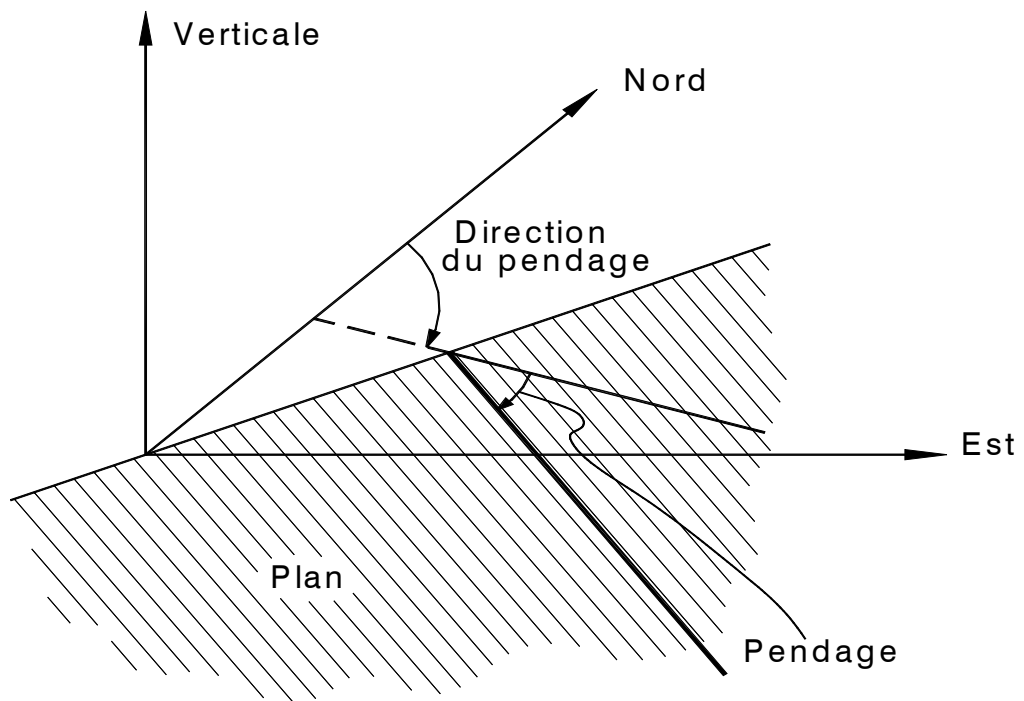


Figure 4 - Illustration de la définition de la direction du pendage.

Deux pendages apparents d'un plan et leur direction - Deux droites définissent un plan. Si les paramètres d'orientations de deux droites appartenant à un même plan sont connus, les paramètres d'orientation du plan sont donc aussi connus. C'est le principe que met à profit cette troisième méthode de définir les paramètres d'orientation d'un plan dans l'espace.

Un pendage apparent est un angle mesuré entre le plan à orienter et le plan horizontal qui ne correspond pas à l'angle dièdre (voir la figure 5). C'est aussi la plongée d'une droite quelconque appartenant au plan. La direction de cette dernière est par conséquent aussi la direction du pendage apparent.

L'utilisation de cette approche présente des avantages lors de l'exécution de relevés structuraux in situ. Toutefois, la déduction des paramètres d'orientation propres à l'une des deux premières méthodes implique soit des calculs soit des constructions graphiques non négligeables.

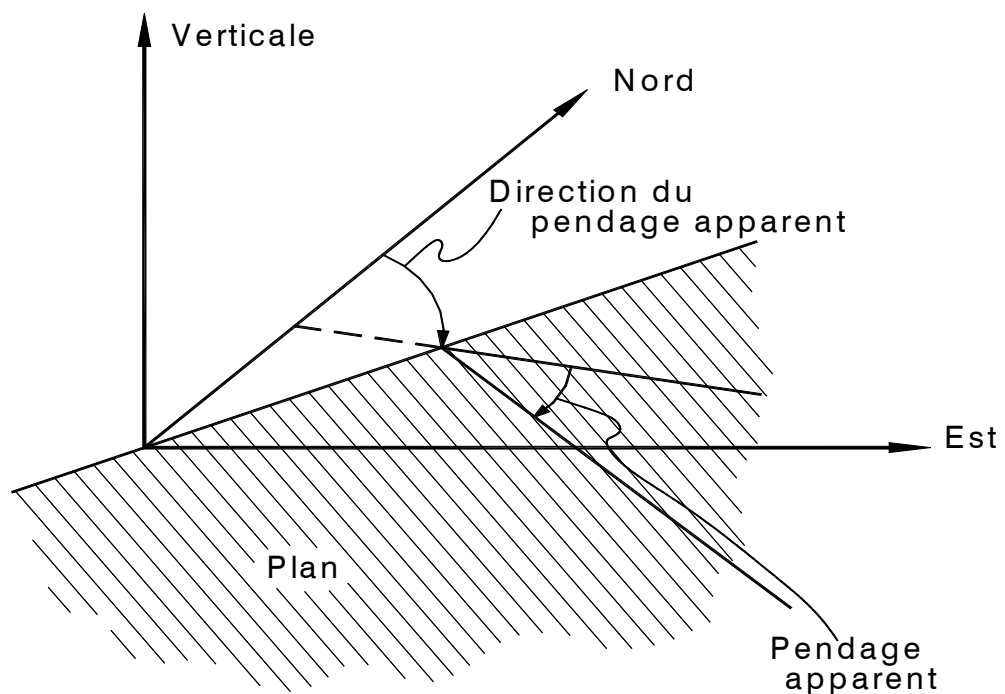


Figure 5 - Illustration de la définition du pendage apparent et de la direction du pendage apparent.

3. La projection stéréographique

Cette section du document constitue un résumé des connaissances relatives à la projection stéréographique qu'il faut posséder pour prédire les instabilités structurales des excavations réalisées dans les massifs rocheux. On y présente aussi plusieurs définitions de termes utilisés dans la suite du document.

3.1. Définitions

Les premières définitions se rapportent aux projections en général et à la projection sphérique en particulier.

Projection: représentation d'un élément de surface quelconque sur une autre de surface.

Surface de projection: surface sur laquelle un élément de surface quelconque est projeté.

Système de projection: système de correspondance entre les points d'un élément de surface quelconque à projeter et les points de l'élément de surface après projection tel que chacun de ceux-ci représente un point et un seul de l'élément de surface à projeter.

Projection sphérique: ensemble de systèmes de projection permettant de cartographier la surface d'une sphère sur un plan.

Projection hémisphérique: projection sphérique se limitant à un seul hémisphère.

Chaque système de projection possède des propriétés qui leur sont propres. Nous nous intéressons dans ce document à un système de projection hémisphérique en particulier, soit un **système de projection hémisphérique conforme**. Ce système de projection, qui permet la conservation des angles, est appelé **système de projection stéréographique**. Il est aussi appelé projection de Wulff ou encore projection à angles égaux ("equal angle projection").

La figure 6 illustre une sphère sur laquelle figurent deux points diamétralement opposés A et B. Cette figure montre aussi un plan horizontal qui passe par le centre de la sphère, un grand cercle passant par A et B ainsi qu'un petit cercle orthogonal au diamètre AB de la sphère. Partant de cette figure, nous pouvons poser les définitions suivantes.

Pivots: les points A et B.

Diamètre des pivots: le diamètre AB.

Méridiens: les grands cercles passant par A et B.

Parallèles: les petits cercles orthogonaux au diamètre des pivots AB.

Équateur: le plus grand des petits cercles orthogonaux au diamètre des pivots AB.

Latitude: angle qui permet d'identifier les parallèles sur les méridiens.

Longitude: angle qui permet d'identifier les méridiens sur l'équateur.

Plan de projection: plan horizontal qui passe par le centre de la sphère.

Circonférence d'intersection: circonférence correspondant à l'intersection de la sphère et du plan de projection. Cette circonférence est aussi appelée **cercle de projection**.

Point de vue: point de la sphère située sur la normale au plan de projection et passant par le centre de la sphère. Ce point, parfois aussi appelé **centre d'inversion**, peut être pris au-dessus ou au-dessous du plan de projection. Le point de vue montré à la figure 6 est situé au-dessus du plan de projection.

Hémisphère inférieur: hémisphère se situant sous le plan de projection.

Hémisphère supérieur: hémisphère se situant au-dessus du plan de projection.

Il existe différents types de projection stéréographique. C'est la position du diamètre des pivots (voir la droite AB à la figure 6) relativement au plan de projection qui définit le type.

Projection stéréographique oblique: le diamètre des pivots fait un angle quelconque avec le plan de projection (voir la figure 6).

Projection stéréographique polaire: le diamètre des pivots est normal au plan de projection.

Projection stéréographique méridienne: le diamètre des pivots est contenu dans le plan de projection.

Seule la projection stéréographique méridienne est utilisée dans ce rapport. La section qui suit porte sur ce système projection. On en présente le principe et on montre comment les canevas de projection peuvent être tracés.

On pourrait démontrer que les méridiens se projettent alors suivant une famille d'arcs de cercle dont les centres se situent sur la médiatrice du diamètre des pivots et les parallèles, suivant une famille d'arcs de cercle dont les centres se situent sur le diamètre des pivots. La projection systématique de méridiens et de parallèles permet de produire le canevas de la figure 8 (Goodman, 1976), les latitudes et les longitudes faisant des bonds de 2° .

Cette sous-section du document montre comment on peut produire des canevas comme celui montré à la figure 8. La grandeur du canevas est fixée par celui qui veut le produire. Pour que le canevas tracé soit pratique, ce rayon doit être d'au

moins 5 cm. Pour que les calques tiennent sur des feuilles 8.5 po sur 11 po (ou de dimensions A4), le rayon du canevas ne doit pas dépasser 10 cm. Considérant les objectifs du document, l'intervalle de latitudes entre les différents parallèles et de longitudes entre les différents méridiens d'un canevas doit être tout au plus de 5°, c'est-à-dire, que l'on doit faire varier les latitudes et les longitudes par bonds de 5° au maximum. D'autre part, il ne faut perdre de vue que ces canevas sont utilisés pour des constructions graphiques à main levée et qu'il est inutile d'aller en-deça de bonds de 2°. Les équations présentées dans la suite sont surtout empruntées de Grolier (1961).

Considérons d'abord les parallèles. Soit la figure 9 où C est le point de rencontre de la circonférence d'intersection et du parallèle projeté de latitude λ . La projection stéréographique étant conforme, le cercle du parallèle projeté est orthogonal à la circonférence d'intersection au point C; le centre du cercle de ce parallèle projeté est le point D, point de rencontre de la tangente CD à la circonférence d'intersection au point C et de l'axe y. La géométrie de la figure donne:

$$\angle ODC = 90^\circ - \angle DOC \quad (1)$$

et

$$\angle DOC = 90^\circ - \lambda \quad (2)$$

d'où

$$\angle ODC = \lambda \quad (3)$$

$$\tan \lambda = \frac{\overline{OC}}{\overline{CD}} \quad (4)$$

et

$$\sin \lambda = \frac{\overline{OC}}{\overline{OD}} \quad (5)$$

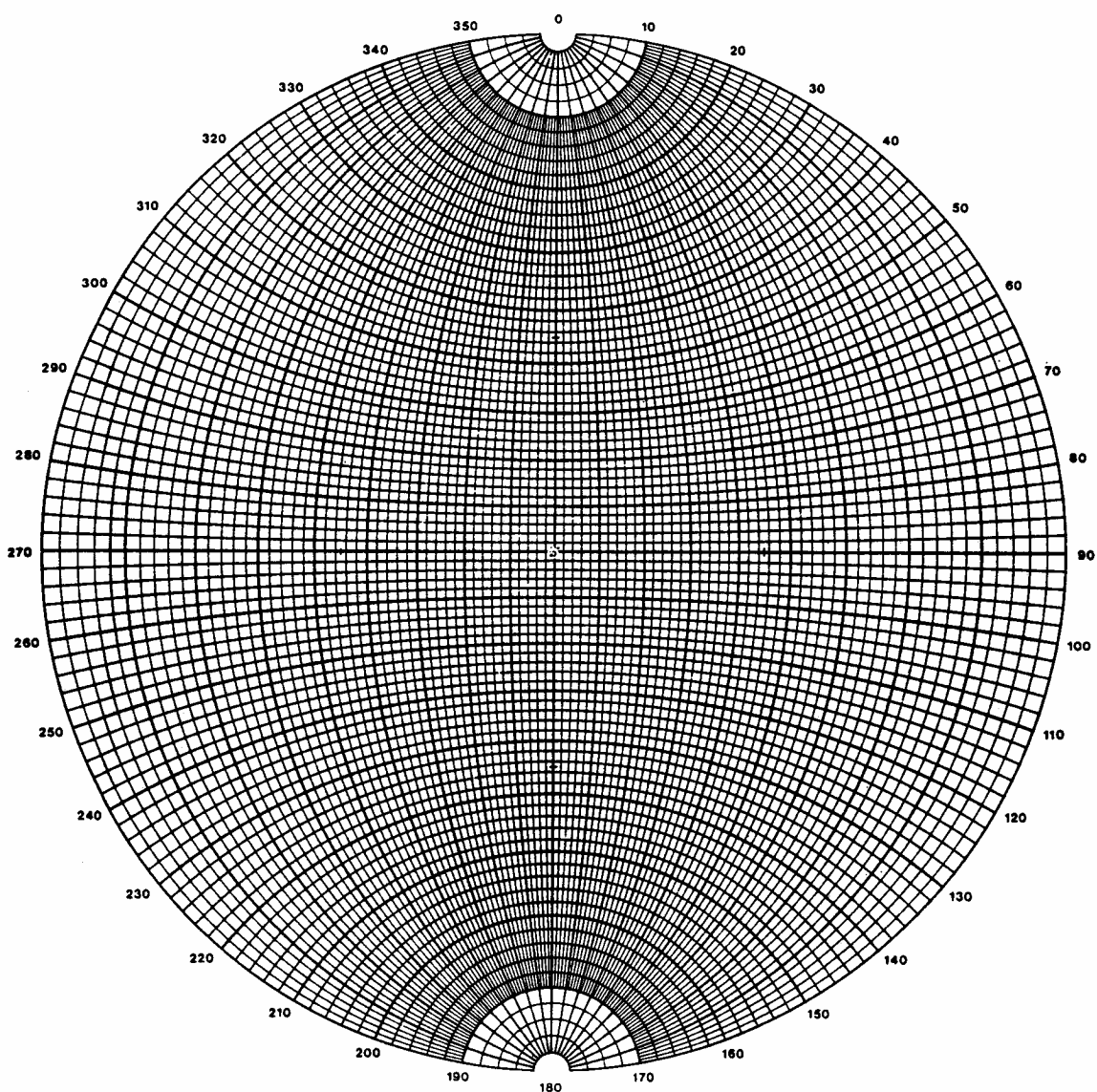


Figure 8 - Canevas de projection stéréographique méridienne tracé en faisant varier les longitudes et les latitudes par bonds de 2 degrés.

Considérons maintenant les méridiens et référons à la figure 10 qui montre un méridien projeté de longitude μ . Ce méridien passe par les pivots A et B. La tangente à ce méridien au pivot A fait donc un angle μ avec le diamètre des pivots puisque la projection stéréographique est conforme. Le rayon du méridien projeté, qui est normal à la tangente en A, rencontre l'axe x au point E. Ce point est donc le centre du cercle auquel appartient l'arc constituant le méridien projeté. La géométrie de la figure donne:

$$\angle AEO = \angle OAF \quad (9)$$

et

$$\angle OAF = \mu \quad (10)$$

d'où

$$\angle AEO = \mu \quad (11)$$

$$\tan \mu = \frac{\overline{OA}}{\overline{OE}} \quad (12)$$

et

$$\sin \mu = \frac{\overline{OA}}{\overline{EA}} \quad (13)$$

Si R est le rayon du canevas que l'on désire tracer, on peut écrire en s'appuyant sur les équations 12 et 13 et en posant que x_e et y_e sont les coordonnées du centre E (voir la figure 10) et que r' est le rayon du méridien projeté:

$$|x_e| = R \cot \mu \quad (14)$$

$$y_e = 0 \quad (15)$$

et

$$r' = \frac{R}{\sin \mu} \quad (16)$$

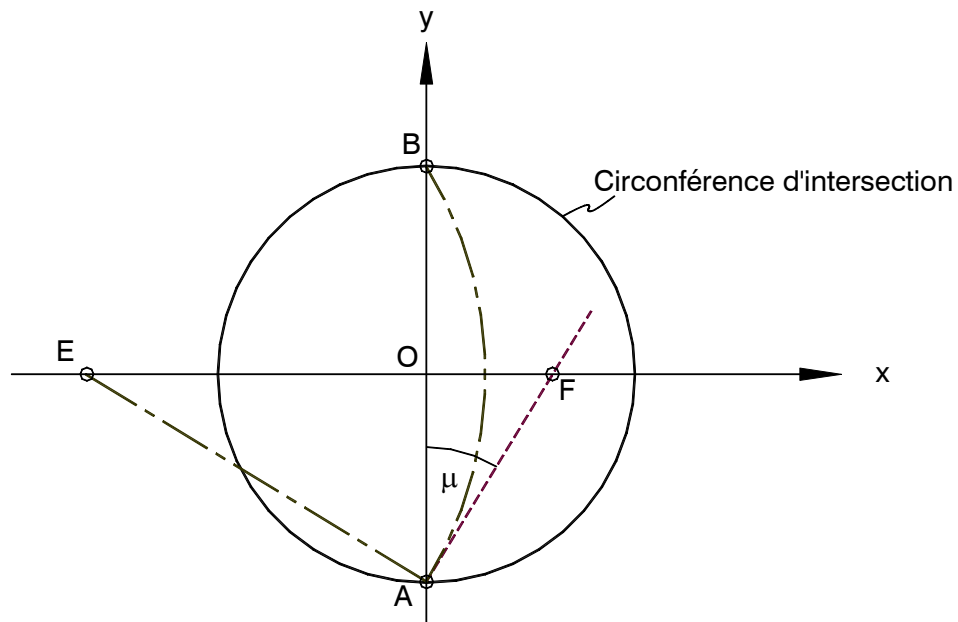


Figure 10 - Relations entre les longitudes et les caractéristiques géométriques des méridiens projetés

Les équations 6 à 8 et 14 à 16 se prêtent bien au traçage manuel d'un canevas sauf pour ce qui a trait aux méridiens correspondant aux faibles valeurs de longitudes et aux parallèles correspondant aux faibles valeurs de latitudes. En effet, leur rayon est grand et pour les tracer, il faut un compas spécial qui permet de très grands rayons. Plus la grandeur des bonds entre les différentes latitudes est petite, plus les rayons des arcs de cercle à tracer sont grands à l'approche de l'équateur. Il en est de même, dans le cas des longitudes, à l'approche du diamètre des pivots.

Il peut alors être préférable d'utiliser l'informatique pour produire un canevas. Les coordonnées cartésiennes sont alors souvent plus appropriées. La figure 11 combine les figures 9 et 10. Le point M' est la projection stéréographique d'un point M de latitude λ et de longitude μ . Les triangles DHM' et EGM' ayant leurs côtés mutuellement perpendiculaires sont semblables. On peut donc écrire:

$$\frac{\overline{DM'}}{\overline{EM'}} = \frac{\overline{HM'}}{\overline{GM'}} = \frac{\overline{DH}}{\overline{EG}} \quad (17)$$

L'équation 17 peut être réécrite comme suit, si on pose x et y comme étant les coordonnées cartésiennes de M' :

$$\frac{r}{r'} = \left| \frac{x}{y} \right| = \frac{y_d + y}{x_e + x} \quad (18)$$

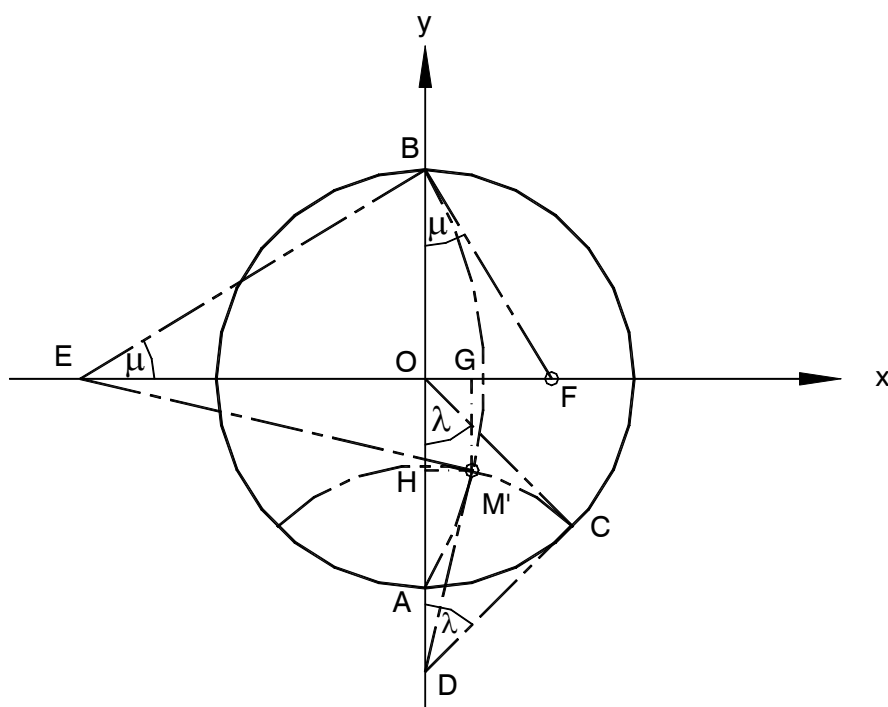


Figure 11 - Relations entre la latitude et la longitude d'un point projeté et les coordonnées cartésiennes du parallèle et du méridien projetés définissant ce point.

D'où on tire, pour un canevas de rayon R:

$$x = \frac{2R \cos \lambda \sin \mu}{1 + \cos \lambda \cos \mu} \quad (19)$$

et

$$y = \frac{2R \sin \lambda}{1 + \cos \lambda \cos \mu} \quad (20)$$

Pour tracer l'arc de cercle du parallèle projeté de latitude λ , on calcule les x et les y pour ce λ en variant systématiquement la longitude μ . De même, pour tracer l'arc de cercle du méridien projeté de longitude μ , on calcule les x et les y pour ce μ , en variant systématiquement la latitude λ .

3.3. La représentation d'éléments géométriques

3.3.1. Généralités

A) Mise en situation

La projection stéréographique méridienne sert à établir des **relations angulaires** entre des éléments géométriques. Pour établir ces relations angulaires, on doit supposer que tous **les éléments géométriques impliqués passent par le centre de la sphère en conservant leur orientation** dans l'espace. La trace de chacun de ces éléments sur la surface de la sphère est projetée (la **trace** est l'intersection de l'élément géométrique avec la surface de la sphère). Pour déterminer la position des traces des éléments géométriques sur le plan de projection, on utilise directement le canevas de projection stéréographique méridienne déjà présenté (voir la figure 8). Les relations angulaires s'obtiennent alors des traces projetées.

Le choix de l'hémisphère de référence - La position du point de vue influence la position des traces des éléments géométriques du problème. La tendance actuelle dans le domaine de la géomécanique est de prendre l'hémisphère inférieur comme hémisphère de référence, le point de vue étant situé alors au-dessus du plan de projection. Dans la suite du document, **l'hémisphère inférieur sera toujours l'hémisphère de référence**.

La préparation du canevas - En géomécanique et en mécanique des roches, l'orientation des éléments géométriques est définie par des paramètres d'orientation tels que les directions, les pendages ou les plongées. Les latitudes et les longitudes

des projections hémisphériques ne sont donc pas utiles lorsque l'on dispose déjà du canevas. Il faut donc graduer ce dernier et s'assurer que cette graduation est compatible avec la convention usuelle de terrain exposée à la section 2 du document.

En conséquence, la circonférence d'intersection sera graduée de 0° à 360° dans le sens horaire, les graduations coïncidant avec les points de rencontre des parallèles. Le point 0° de la graduation de la circonférence de projection doit être l'un des pivots et ce pivot est considéré comme étant la direction **nord** (voir la figure 8). Les méridiens doivent être gradués de 0° à 90° , à partir de la circonférence d'intersection. Il n'est pas coutume d'ajouter cette graduation aux canevas.

Traditionnellement, le canevas gradué est collé ou épinglé sur une plaquette de bois ou de carton épais de façon à pouvoir y superposer un papier calque qu'on épingle au centre de la circonférence d'intersection. Ainsi le papier calque pourra être tourné à volonté dans le sens horaire ou dans le sens antihoraire relativement au canevas.

Certains (voir par exemple Uromeihy, 1988) ont proposé des montages plus sophistiqués propres à faciliter l'utilisation de la projection stéréographique. De l'avis des auteurs de ce document, de tels montages ne sont pas avantageux au point de rendre la façon traditionnelle d'utiliser les canevas périmés.

B) Procédures à suivre pour représenter les éléments

Des procédures à suivre pour représenter les éléments géométriques impliqués dans les analyses de stabilité par stéréographie sont proposées dans les sections 3.3.2 à 3.3.4. Ces procédures ont été rédigées à l'intention de ceux qui n'ont aucune expérience de la projection stéréographique méridienne. Bien que certaines étapes de ces dernières peuvent paraître superflues à ceux qui ont déjà de l'expérience, elles sont cohérentes entre elles et elles sont compatibles avec la convention de terrain déjà exposée ainsi qu'avec toutes les autres procédures qui sont proposées dans le document.

3.3.2. La représentation d'une droite

Soit une droite dont l'orientation est définie par sa direction et par sa plongée, mesurées suivant les conventions déjà établies. Sa représentation en projection stéréographique méridienne est la projection de la trace de la droite, c'est-à-dire, son point de rencontre avec l'hémisphère de référence, la droite passant par le centre de la sphère. On appelle **pôle** de la droite le point obtenu par la projection de sa trace. Les étapes de la procédure décrite ci-après sont illustrées, à l'aide d'un exemple numérique (une droite dont les paramètres d'orientation sont $[210^\circ, 20^\circ]$), à la figure 12.

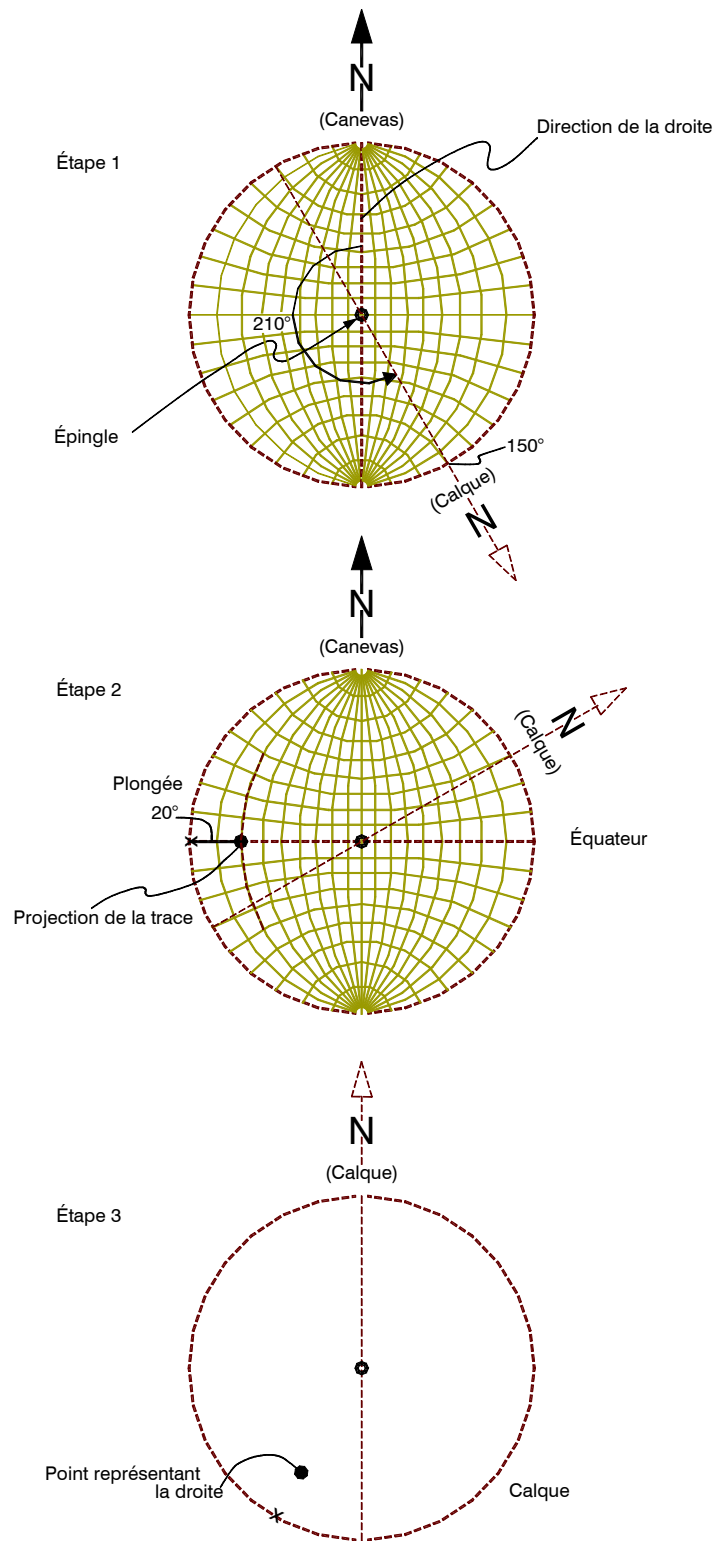


Figure 12 - Illustration de la procédure de la représentation d'une droite en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation de la droite sont $[210^\circ, 20^\circ]$.

- i) Placez un papier calque sur le canevas de projection stéréographique méridienne et fixez-le au centre de ce dernier.
- ii) Transposez la circonférence d'intersection et la direction nord sur le papier calque.
- iii) Tournez le papier calque dans le sens antihoraire d'un angle égal à la direction de la droite à représenter. L'angle de rotation se mesure avec la graduation des parallèles sur la circonférence d'intersection, la direction du nord du papier calque devant se retrouver, après la rotation, sur la graduation ($360^\circ - D'$), D' étant la direction de la droite à représenter (voir l'illustration 1 de la figure 12).
- iii) Transposez, en tireté sur le papier calque, le diamètre des pivots et ajoutez un "x" sur l'extrémité de ce dernier qui coïncide avec le nord du canevas.
- iv) Tournez le calque de façon à faire coïncider la droite tiretée du calque avec le cercle équatorial (voir l'illustration 2 de la figure 12).
- v) Placez un point, du côté de la droite tiretés où se situe le "x", sur le méridien dont la graduation est égale à la plongée de la droite. Ce point est la représentation de la droite; c'est le pôle de la droite (voir l'illustration 2 de la figure 12).
- vi) Effacez la droite tiretée du calque et enlevez le calque du canevas. L'illustration 3 de la figure 12 est le calque de la projection stéréographique méridienne de la droite.

3.3.3. La représentation d'un plan

A) *La représentation cyclographique*

Soit un plan dont l'orientation est définie par sa direction et par son pendage, mesurés suivant les conventions déjà établies. Sa représentation cyclographique est la projection de la trace du plan sur l'hémisphère de référence. Cette projection est un arc de cercle correspondant à un méridien. Les étapes de la procédure décrite ci-après sont illustrées, à l'aide d'un exemple numérique (un plan dont les paramètres d'orientation sont $[340^\circ, 13^\circ]$), à la figure 13.

- i) Placez un papier calque sur le canevas de projection stéréographique méridienne et fixez-le au centre de ce dernier.
- ii) Transposez la circonférence d'intersection et la direction nord sur le papier calque.

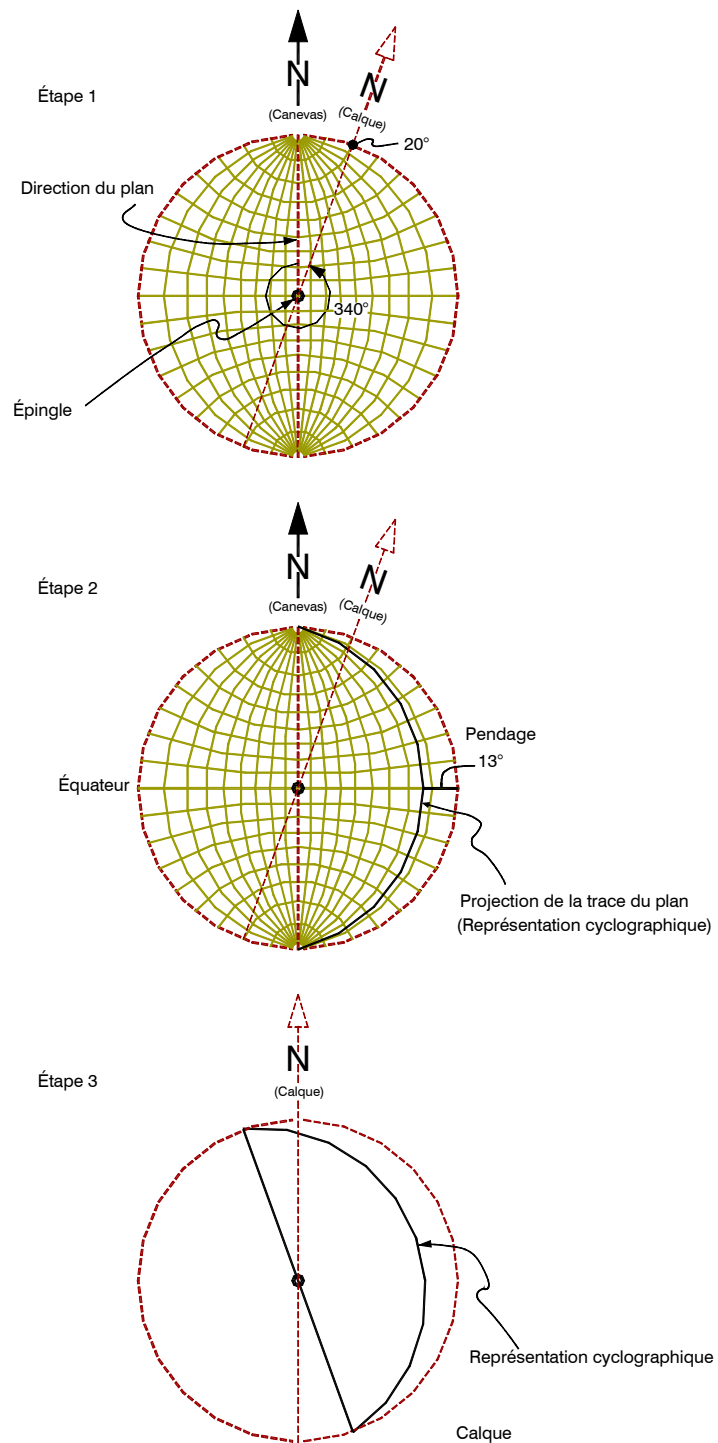


Figure 13 – Illustration de la procédure de la représentation cyclographique d'un plan en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation du plan sont $[340^\circ, 13^\circ]$.

- iii) Tournez le papier calque dans le sens antihoraire d'un angle égal à la direction du plan à représenter. L'angle de rotation se mesure avec la graduation des parallèles sur la circonférence d'intersection, la direction du nord du papier calque devant se retrouver, après la rotation, sur la graduation ($360^\circ - D$), D étant la direction du plan à représenter (voir l'illustration 1 de la figure 13).
- iv) Localisez, **du côté droit du canevas**, le méridien dont la graduation est le pendage du plan à représenter (voir l'illustration 2 de la figure 13).
- v) Tracez le méridien localisé en (iv). Ce méridien est la projection du plan en représentation cyclographique (voir l'illustration 2 de la figure 13).
- vi) Enlevez le calque du canevas. L'illustration 3 de la figure 13 est le calque de la projection stéréographique méridienne cyclographique du plan.

B) La représentation polaire

Soit un plan dont l'orientation est définie par sa direction et par son pendage, mesurés suivant les conventions déjà établies. Sa représentation polaire est la projection de la trace de la normale au plan sur l'hémisphère de référence. C'est donc le pôle de la normale, ou le pôle du plan. La figure 14 illustre, à l'aide de l'exemple numérique utilisé pour la représentation cyclographique, les étapes de la procédure décrite ci-après.

- i) Placez un papier calque sur le canevas de projection stéréographique méridienne et fixez-le au centre de ce dernier.
- ii) Transposez la circonférence d'intersection et la direction nord sur le papier calque.
- iii) Tournez le papier calque dans le sens antihoraire d'un angle égal à la direction du plan à représenter. L'angle de rotation se mesure avec la graduation des parallèles sur la circonférence d'intersection, la direction du nord du papier calque devant se retrouver, après la rotation, sur la graduation ($360^\circ - D$), D étant la direction du plan à représenter (voir l'illustration 1 de la figure 14).
- iv) Localisez sur l'équateur, du côté gauche du canevas, le méridien dont la graduation est le complément du pendage P ($90^\circ - P$) du plan à représenter (voir l'illustration 2 de la figure 14).

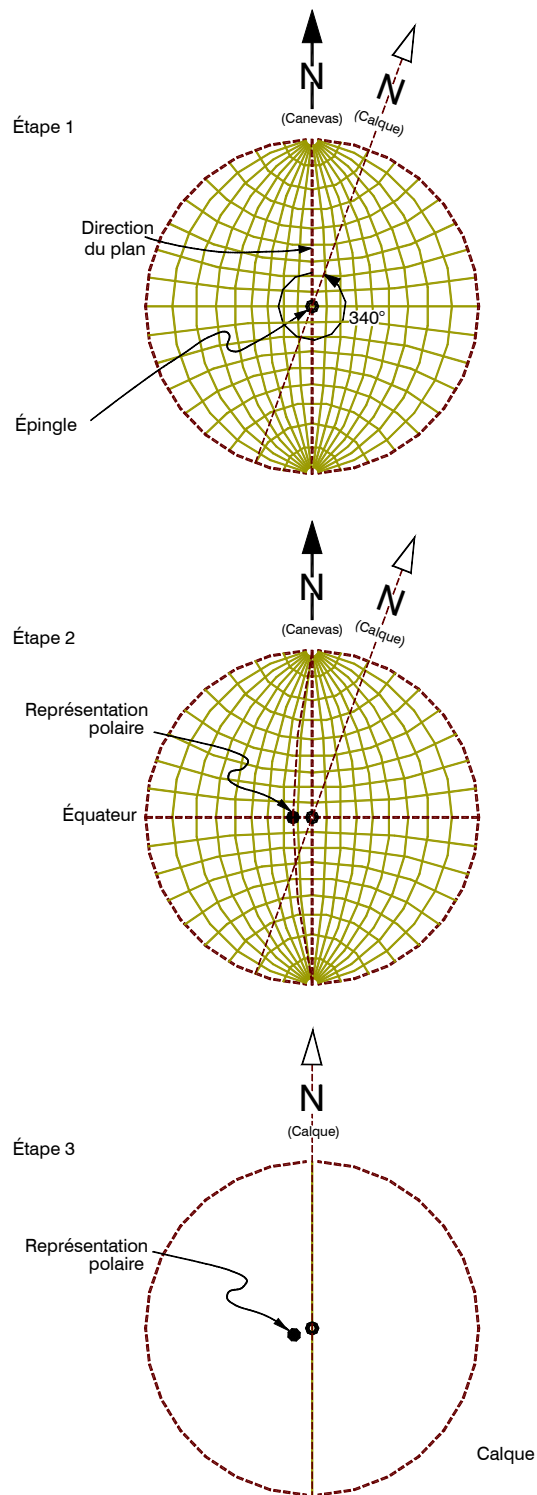


Figure 14 - Illustration de la procédure de la représentation polaire d'un plan en projection stéréographique méridienne. Les paramètres d'orientation du plan sont $[340^\circ, 13^\circ]$.

- v) Tracez un point à l'intersection du méridien localisé en (iv) et de l'équateur. Ce point est le pôle du plan (voir l'illustration 2 de la figure 14).
- vi) Enlevez le calque du canevas. L'illustration 3 de la figure 14 est le calque de la projection stéréographique méridienne polaire du plan.

3.4. Certains problèmes fondamentaux en projection stéréographique méridienne

Les problèmes dont les procédures de solution sont décrites dans les sections 3.4.1 à 3.4.6 sont préparatoires à l'utilisation de la projection stéréographique méridienne comme outil d'analyse de stabilité des excavations réalisées dans les massifs rocheux. Ces procédures sont cohérentes entre elles et sont compatibles avec celles présentées à la section 3.3. Certains des exemples qui les accompagnent ont été inspirés par Goodman (1976).

3.4.1. Les paramètres d'orientation d'un plan défini par deux droites qui se rencontrent

Les orientations des deux droites qui se rencontrent sont définies par leur direction et leur plongée et on recherche la direction et le pendage du plan qu'elles forment. La figure 15 illustre le calque d'un exemple numérique. Les paramètres d'orientation des deux droites de l'exemple sont A[334°, 24°] et B[277°, 26°]. Les paramètres d'orientation du plan qu'elles définissent sont [210°, 28°].

- i) Représentez les deux droites: soit A et B les pôles (voir la procédure présentée à la section 3.3.2).
- ii) Tournez le papier calque jusqu'à ce que les pôles A et B se situent sur un même méridien du canevas.
- iii) Tracez ce méridien (C à la figure 15) de même que le diamètre des pivots correspondant; le méridien tracé est la représentation cyclographique du plan défini par les deux droites.
- iv) Placez le calque de façon à ce que le pivot nord du calque coïncide avec le pivot du nord du canevas. La direction du plan C se déduit de la graduation des parallèles le long de la circonférence d'intersection, à l'endroit où le diamètre des pivots tracé sur le calque la rencontre; il faut lire l'azimut de façon à ce que le pendage soit à la droite de l'observateur.
- v) Placez le diamètre des pivots du calque sur le diamètre des pivots du canevas. Le pendage du plan C se déduit de la graduation des méridiens le long de l'équateur.

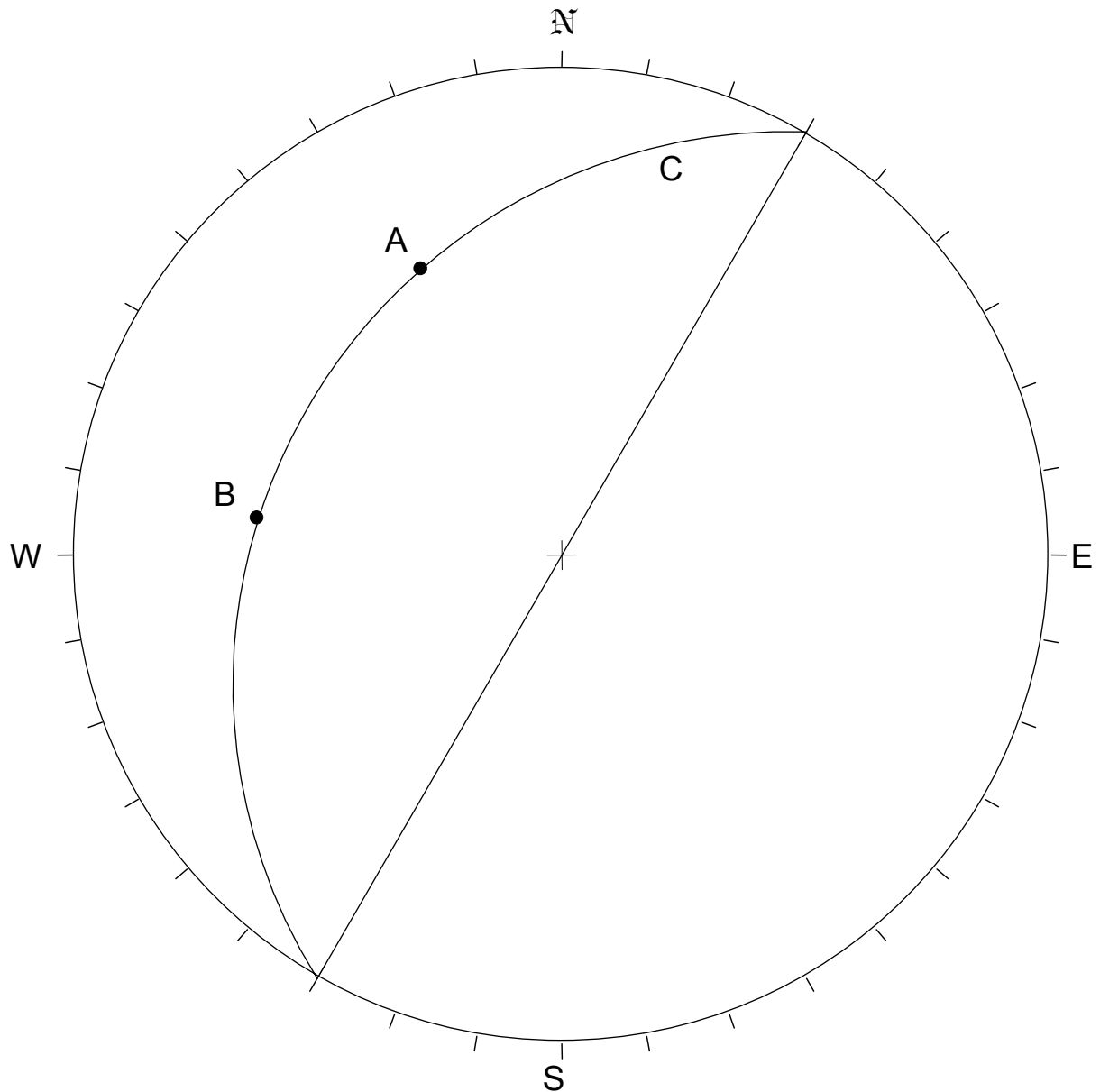


Figure 15 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant les paramètres d'orientation d'un plan (C[210°, 28°]) défini par deux droites d'orientation connue (A[334°, 24°] et B[277°, 26°]) qui se rencontrent.

3.4.2. La grandeur de l'angle entre deux droites qui se rencontrent

Les orientations des deux droites qui se rencontrent sont définies par leur direction et leur plongée et on recherche la grandeur de l'angle qu'elles forment. La figure 16 présente le calque d'un exemple numérique. Les paramètres d'orientation des deux droites de l'exemple sont A[334°, 24°] et B[277°, 26°]. La grandeur de l'angle entre ces deux droites est 52°.

- i) Représentez les deux droites: soit A et B les pôles (voir la procédure présentée à la section 3.3.2).
- ii) Tournez le papier calque jusqu'à ce que les pôles A et B se situent sur le même méridien du canevas.
- iii) Tracez le méridien C passant par A et B et le diamètre des pivots correspondant; c'est la représentation cyclographique du plan défini par les deux droites.
- iv) Comptez, le long du méridien C, le nombre de degrés contenu entre les pôles A et B; c'est la grandeur cherchée de l'angle.

3.4.3. Les paramètres d'orientation de la droite d'intersection de deux plans

Les orientations des deux plans sont définies par leur direction et leur pendage respectif. On recherche la direction et la plongée de la droite qui constitue leur intersection. La figure 17 illustre le calque d'un exemple numérique. Les paramètres d'orientation des deux plans de l'exemple sont A[180°, 45°] et B[210°, 15°]. Les paramètres d'orientation de leur droite d'intersection C sont [350°, 10°].

- i) Représentez cyclographiquement les deux plans; les méridiens tracés sont identifiés A et B (voir la procédure présentée à la section 3.3.3A).
- ii) Identifiez sur le papier calque le point de rencontre C des deux méridiens constituant les représentations cyclographiques des deux plans; C est le pôle de la droite d'intersection.
- iii) Placez le calque de façon à ce que le pivot nord du calque coïncide avec le pivot du nord du canevas. Déterminez le point de rencontre de la droite passant par le centre du canevas et le pôle C avec la circonférence d'intersection; la graduation lue sur cette dernière est la direction de la droite d'intersection.
- iv) Tournez le calque de façon à superposer le pôle C à l'équateur. Déterminez la graduation du méridien passant par C; cette graduation est la plongée de la droite d'intersection.

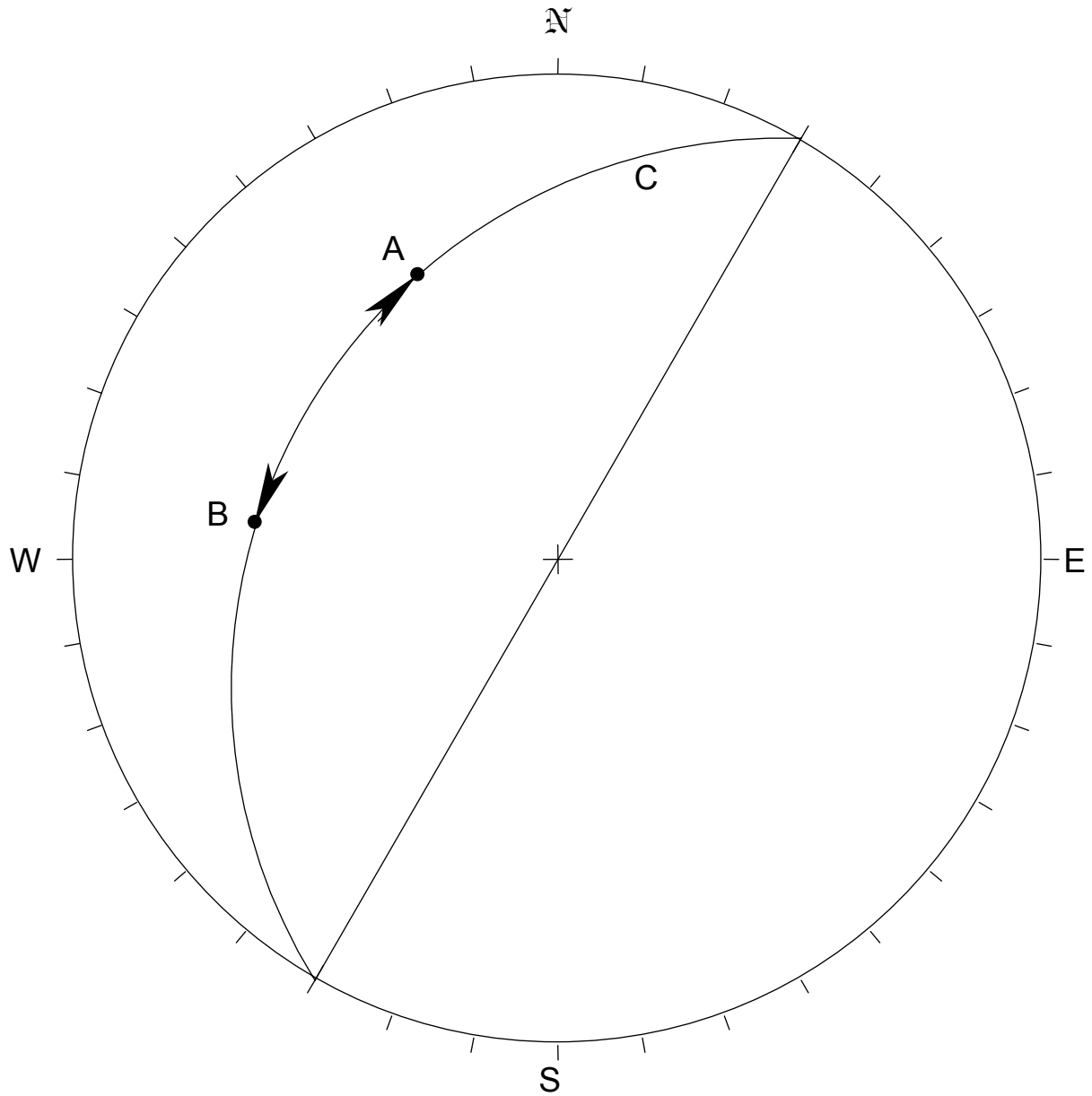


Figure 16 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur de l'angle (52°) entre deux droites d'orientation connue (A[334° , 24°] et B[277° , 26°]) qui se rencontrent.

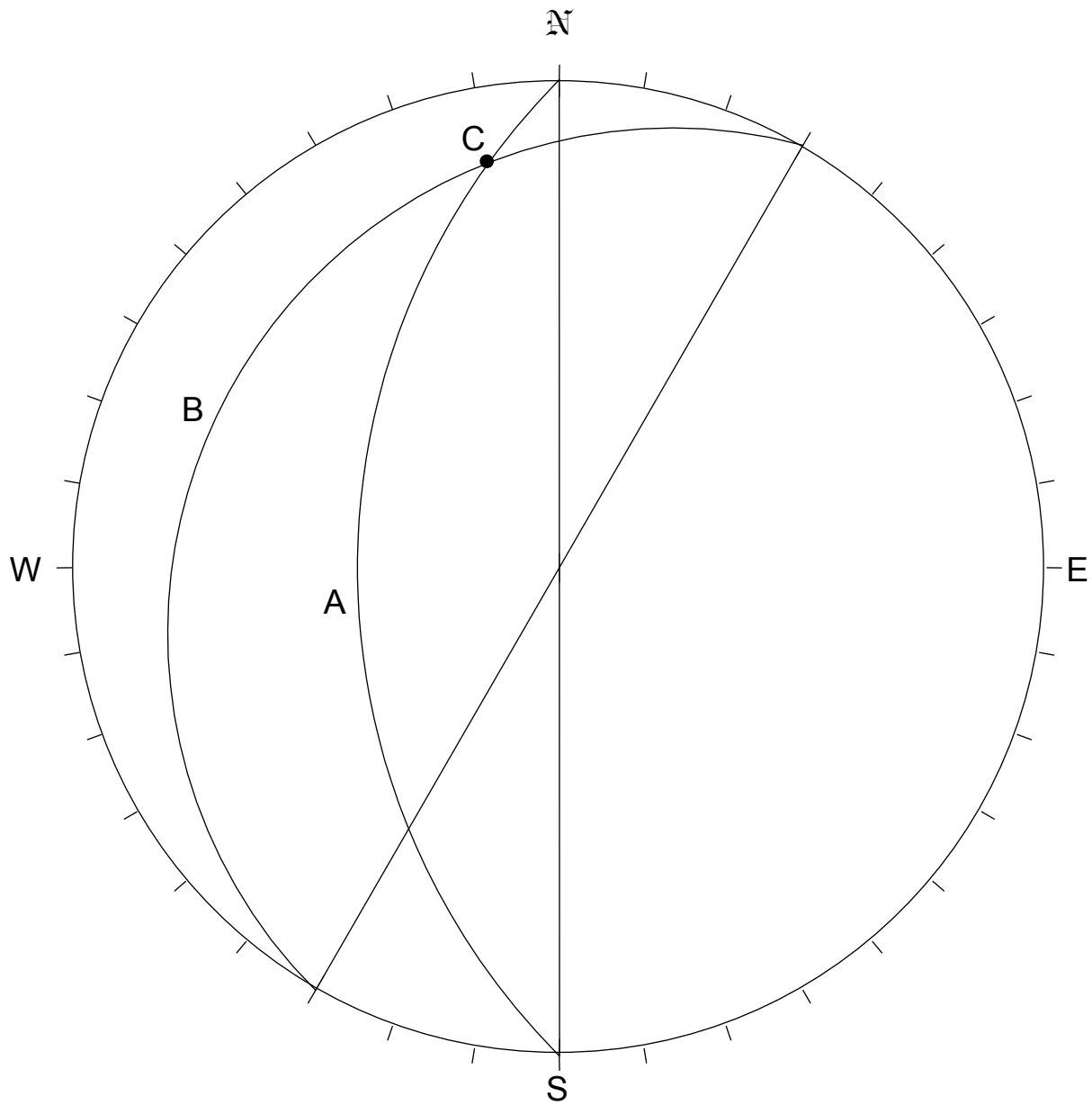


Figure 17 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant les paramètres d'orientation de la droite d'intersection ($[349^\circ, 10^\circ]$) de deux plans d'orientation connue (A $[180^\circ, 45^\circ]$ et B $[210^\circ, 15^\circ]$).

3.4.4. La grandeur d'un angle dièdre

Il existe plus d'une solution à ce problème. C'est la méthode qui fait intervenir le plan normal à la droite d'intersection des plans qui forment l'angle dièdre qui est présentée dans le présent document. L'angle dièdre dont la grandeur est ainsi déterminée est toujours celui se situant entièrement sous le plan horizontal (puisque l'hémisphère de référence est l'hémisphère inférieur). Les paramètres d'orientation des deux plans formant l'angle dièdre sont définis par leur direction et leur pendage respectif. La figure 18 présente le calque d'un exemple numérique. Les paramètres d'orientation des deux plans de l'exemple sont A[180°, 45°] et B[210°, 15°]. La grandeur de l'angle dièdre est 34°.

- i) Représentez cyclographiquement les deux plans formant l'angle dièdre; soit A et B les deux méridiens représentant ces plans (voir la procédure présentée à la section 3.3.3A).
- ii) Déterminez sur le papier calque le pôle de la droite d'intersection des deux plans; soit C ce pôle (voir la procédure présentée à la section 3.4.3 pour l'identification de la droite d'intersection).
- iii) Représentez cyclographiquement le plan dont le pôle est C; ce plan, identifié D, est normal à la droite d'intersection des plans A et B qui forment l'angle dièdre (voir la procédure présentée à la section 3.3.3B et procéder au processus inverse).
- iv) Déterminez le pôle de la droite d'intersection des plans A et D, de même que celui de la droite d'intersection des plans B et D. Ces pôles sont respectivement identifiés E et F sur le calque (voir la procédure présentée à la section 3.4.3 pour l'identification des deux droites d'intersection).
- v) Déterminez la grandeur de l'angle entre les droites représentées par les pôles E et F. C'est la grandeur de l'angle dièdre (voir la procédure présentée à la section 3.4.2).

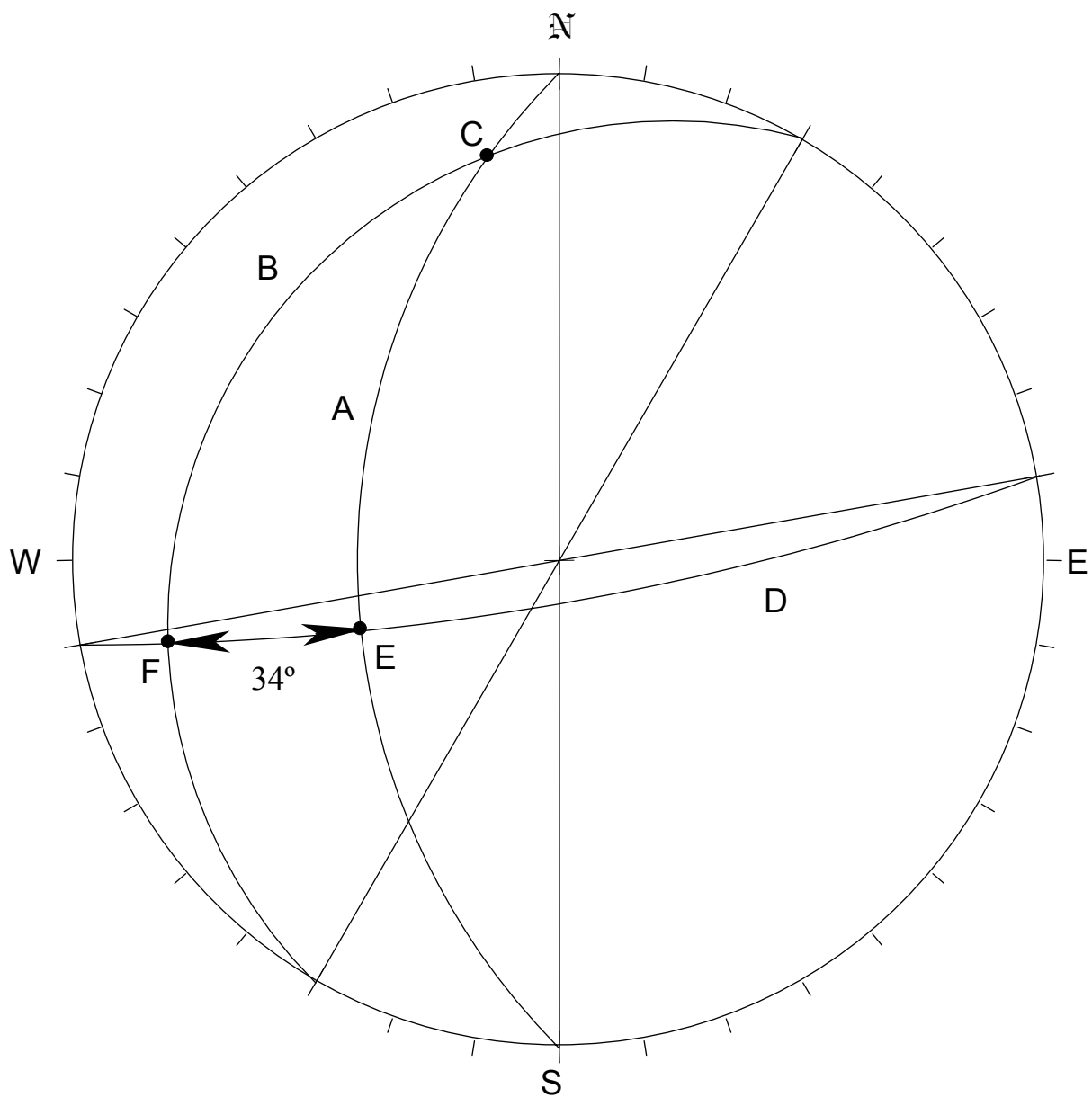


Figure 18 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur de l'angle dièdre (34°) formé par deux plans d'orientation connue (A[180° , 45°] et B[210° , 15°]).

3.4.5. La grandeur des angles des faces d'un tétraèdre

On rappelle qu'un tétraèdre comporte quatre faces triangulaires. On rappelle aussi que la somme des angles intérieurs d'un triangle est 180° . La détermination de la grandeur des angles de chacune des faces est facile si on accepte de bien identifier les plans et leurs intersections. La figure 19 reproduit le calque d'un exemple numérique. Les paramètres d'orientation des quatre plans sont 1[0° , 45°], 2[45° , 10°], 3[90° , 30°] et 4[75° , 60°]. Les grandeurs des angles internes pour la face constituée par le plan 1 sont 28° (angle 12-13), 38° (angle 13-14) et 114° (angle 14-12).

- i) Représentez cyclographiquement les quatre plans qui forment le tétraèdre; soit 1, 2, 3 et 4 les méridiens de leur représentation (voir la procédure présentée à la section 3.3.3A).
- ii) Déterminez les intersections de ces plans pris deux à deux; soit 12, le pôle de l'intersection des plans 1 et 2, 13, celui de l'intersection des plans 1 et 3 et ainsi de suite. Les autres pôles des droites d'intersections sont donc 14, 23, 24 et 34 (voir la procédure présentée à la section 3.4.3 pour l'identification des droites d'intersection).
- iii) La face du tétraèdre correspondant au plan 1 a pour arêtes les droites dont les pôles sont 12, 13 et 14; ils sont tous situés sur le méridien de la représentation cyclographique du plan 1. Appliquez la procédure décrite à la section 3.4.2 (la grandeur de l'angle entre deux droites qui se rencontrent) aux droites formant les sommets de la face triangulaire, soit dont les pôles 12 et 13, 13 et 14, et 14 et 12, en évitant tout chevauchement.
- iv) Répétez l'étape (iii) pour les plans 2, 3 et 4.

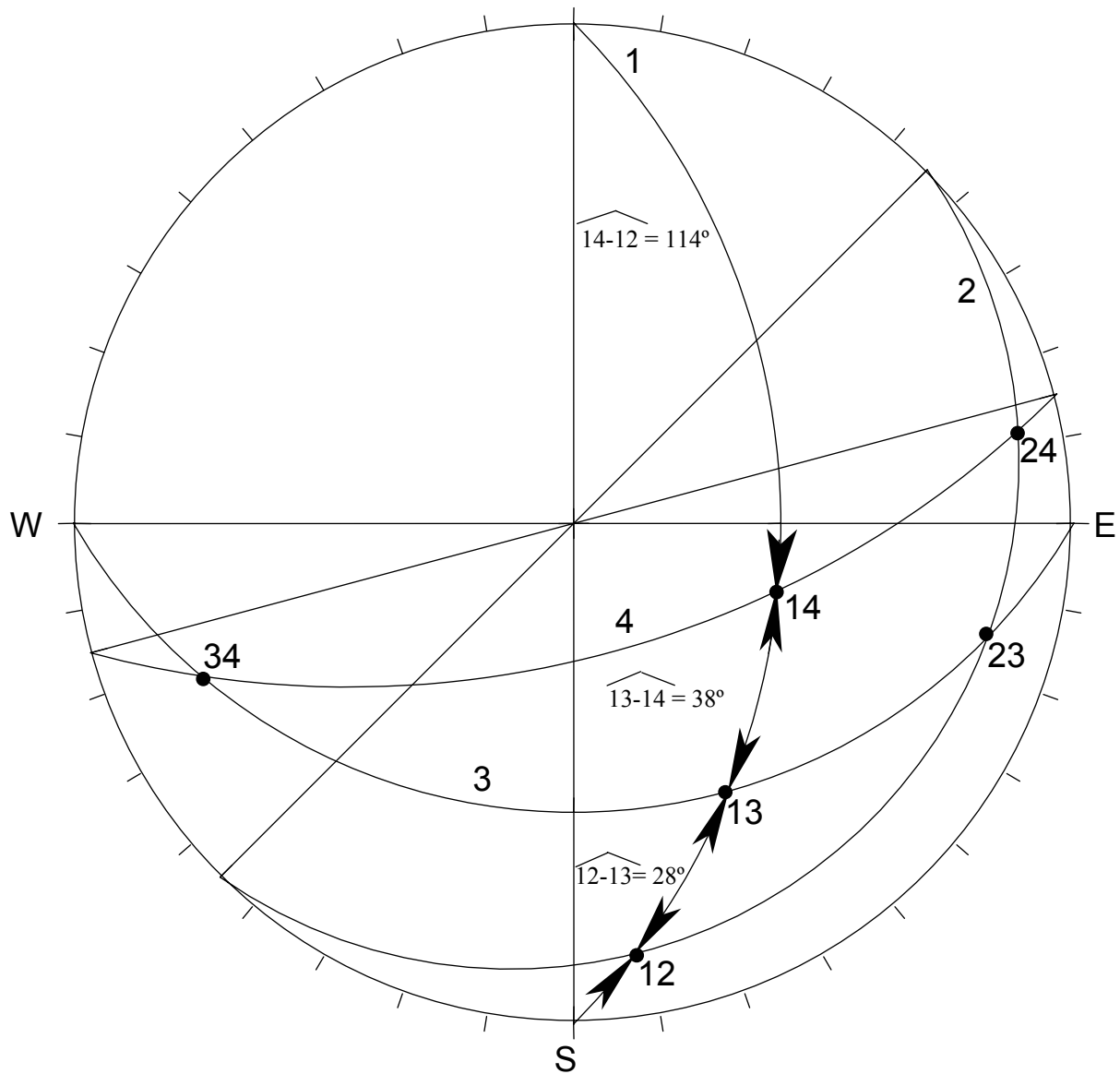


Figure 19 - Calque produit en projection stéréographique méridienne donnant la grandeur des angles des faces d'un tétraèdre formé par quatre plans d'orientation connue (1[0°, 45°], 2[45°, 10°], 3[90°, 30°] et 4[75°, 60°]). Les angles trouvés dans le cas de la face formée par le plan 1 sont 28°, 38° et 114° pour les angles 12-13, 13-14 et 14-12 respectivement.

4. La revue bibliographique

Cette section est loin d'être une revue exhaustive de la littérature portant sur tous les thèmes traités dans ce document. D'abord, la projection stéréographique y étant présentée avec passablement de détails, elle est exclue de cette revue. Puis quant aux autres thèmes, ils sont volontairement survolés, l'objectif étant uniquement de s'assurer que le lecteur est en mesure d'évaluer les implications des hypothèses explicites ou implicites à la méthodologie proposée.

4.1. La résistance au cisaillement des discontinuités géologiques

4.1.1. Généralités

Les instabilités structurales sont prévenues au départ par la résistance mécanique des discontinuités géologiques. Il est considéré dans le présent document que ces dernières offrent une résistance au cisaillement de beaucoup inférieure à celle de la roche. Cette résistance au cisaillement peut être déterminée en tout ou en partie en laboratoire ou in situ par des essais mécaniques combinés ou non à des mesures des caractéristiques géométriques des discontinuités et à des modèles de prévision.

L'essai mécanique le plus commun est l'essai de cisaillement direct. Cet essai consiste essentiellement à appliquer à un bloc de roche recoupé par une discontinuité une contrainte normale au plan de cette dernière et à mesurer la contrainte tangentielle requise pour produire un déplacement tangentiel; cette contrainte tangentielle est appelée contrainte de cisaillement.

Lors de la conduite d'essais de cisaillement direct, qu'ils soient réalisés en laboratoire ou in situ, la rugosité des parois des discontinuités (produite par des ondulations autour de l'équivalent plan des parois) entraîne, suite au déplacement tangentiel qui prend place le long de la discontinuité, un déplacement normal à cette dernière qui va à l'encontre de la contrainte normale. C'est ce phénomène qui est appelé dilatance. Selon la structure rocheuse considérée, cette dilatance pourra prendre place sans aucune restriction comme dans le cas des talus et de certaines excavations souterraines (voir figures 20a et 20b) ou être limitée par la déformabilité de la masse dans la direction normale aux discontinuités (raideur normale des discontinuités) comme dans certains cas qui se rencontrent avec les excavations souterraines (voir figure 20c). En effet, comme on peut l'imaginer à partir des figures 20a et 20b, le déplacement normal au plan de la discontinuité qui se produirait advenant que le polyèdre de roche glisse le long de la discontinuité inférieure ne serait aucunement empêché et, durant ce glissement, la contrainte normale demeurerait celle qui est générée par le poids propre du polyèdre. Ce n'est toutefois pas le cas du polyèdre de la figure 20c; si ce dernier venait à glisser, le déplacement normal au plan de la

discontinuité sur laquelle le glissement se produirait serait limité par la masse rocheuse environnante, et la contrainte normale initiale augmenterait durant le glissement, modifiant à la hausse la résistance au cisaillement mobilisable. Toutefois, dû au fait que le présent document se limite à l'analyse de stabilité de tétraèdres de roche, le problème de la restriction de la dilatance ne se pose pas. Conséquemment, la revue de la littérature porte uniquement sur les modèles la résistance au cisaillement des discontinuités géologiques à contrainte normale constante.

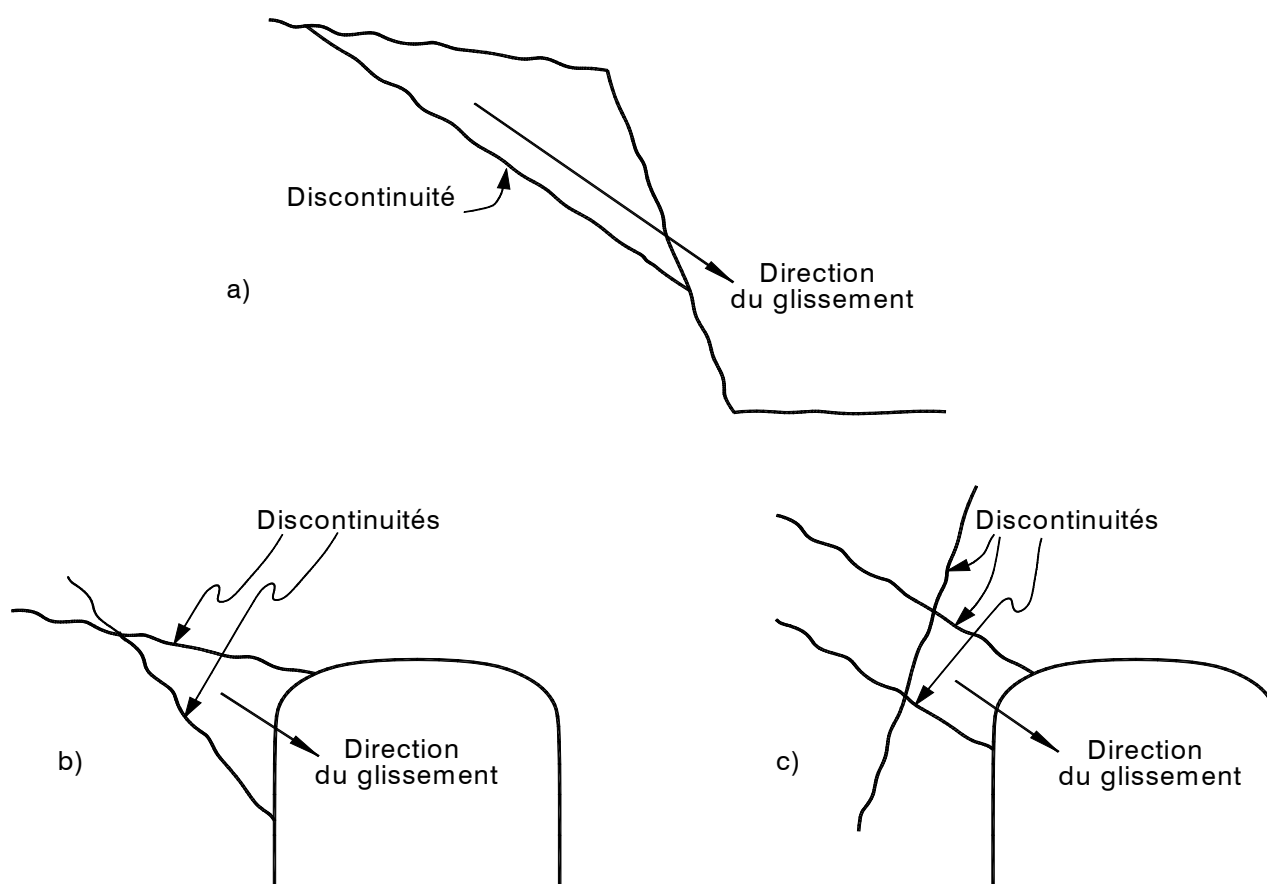


Figure 20 - (a et b) : Polyèdres de roche pouvant glisser sur une ou deux discontinuités géologiques sans restriction de la dilatance. (c) : Polyèdre de roche ne pouvant pas glisser sur une ou deux discontinuités géologiques sans restriction de la dilatance.

Les discontinuités géologiques ont aussi des propriétés hydrologiques spécifiques. Les eaux souterraines qui y circulent peuvent donner naissance à des pressions hydrauliques et à des forces hydrostatiques qui ont des effets déstabilisateurs. Dans les conditions de pressions hydrauliques, c'est donc alors la contrainte **normale effective** (la contrainte normale moins la pression hydraulique) qui est généralement considérée lors de la prévision d'une résistance au cisaillement. Selon le mode d'instabilité, les pressions hydrauliques peuvent aussi agir sur les parois de plans structuraux qui ne constituent pas des plans de glissement mais qui découpent les tétraèdres. Ces pressions hydrauliques donnent lieu à des poussées hydrostatiques déstabilisatrices.

4.1.2. La résistance à contrainte normale constante

Les essais de cisaillement direct dans lesquels la dilataance est libre de prendre place sont appelés essais à contrainte normale constante. De tels essais se font au laboratoire ou en place. La sélection des sites d'essais et des blocs éprouvettes, les bancs d'essais et les modes opératoires sont normalisés (voir par exemple ISRM, 1974a; ISMR, 1974b; ASTM, 1996). La figure 21 représente schématiquement un banc d'essais typique en laboratoire. On mesure, au cours de ces essais, outre les contraintes normale et de cisaillement, les déplacements tangentiel et normal à la discontinuité. On peut alors tracer le diagramme contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel ainsi que le diagramme déplacement normal-déplacement tangentiel.

La figure 22a présente les résultats d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante, la contrainte de cisaillement étant appliquée de façon monotone comme il est spécifié dans les normes; c'est le diagramme contrainte tangentielle-déplacement tangentiel pour une contrainte normale donnée. La figure 22b est la courbe de dilataance correspondante, c'est-à-dire, la relation déplacement normal-déplacement tangentiel. La **résistance au pic** correspond au point A du diagramme contrainte tangentielle-déplacement tangentiel et est atteinte après seulement un petit déplacement; par la suite, la résistance diminue avec l'accroissement du déplacement tangentiel et évolue vers la **résistance résiduelle** (palier B à la figure 22a).

En répétant des essais de ce genre avec différentes contraintes normales, il est possible de définir graphiquement les courbes enveloppes de résistance au cisaillement au pic et résiduel d'un type de discontinuité donné. La figure 23 représente, dans l'espace de Mohr, ces deux courbes pour une discontinuité géologique soumise à des chargements monotones à contrainte normale constante. Ces courbes sont typiques. Il se peut parfois que la courbe de résistance au pic montre une ordonnée à l'origine; cette ordonnée représente une adhérence le long de la discontinuité qu'on appelle **cohésion**.

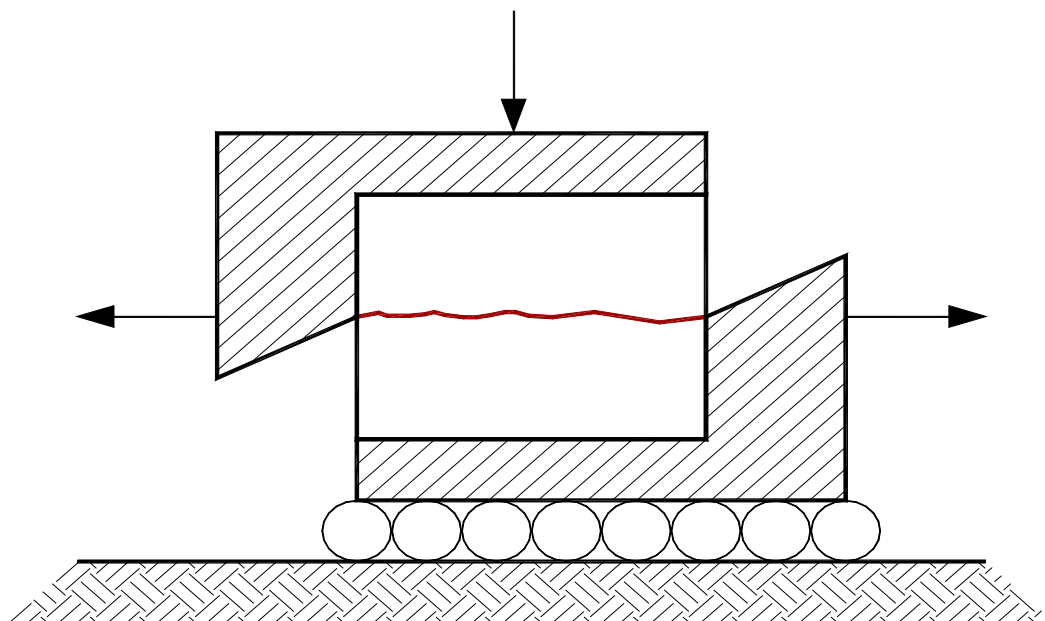


Figure 21 - Schéma illustrant un banc d'essais de cisaillement direct en laboratoire à contrainte normale constante sur les discontinuités géologiques.

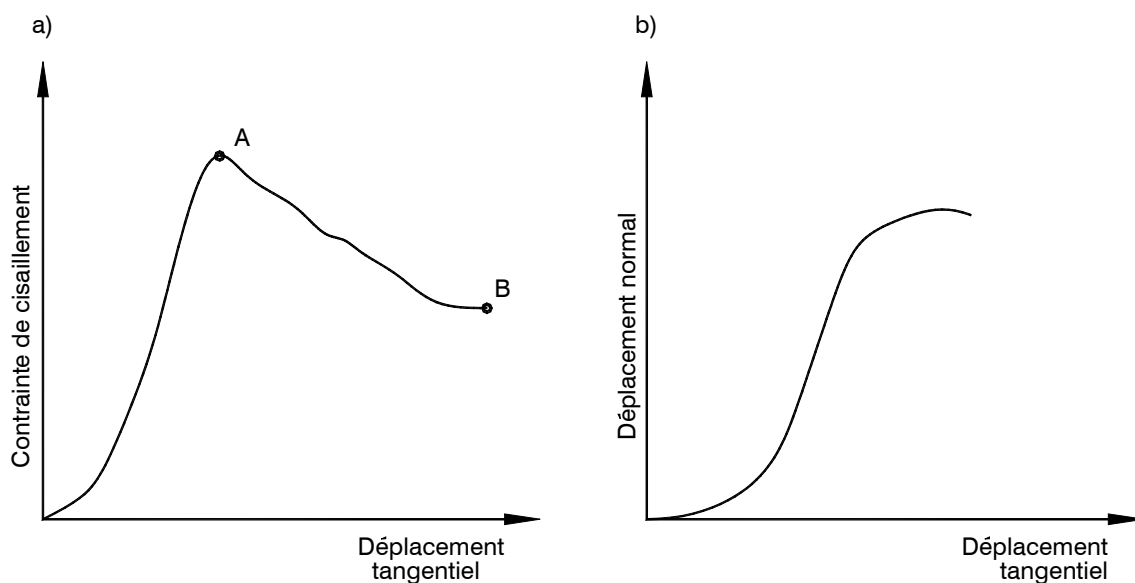


Figure 22 - Résultats d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante donnée sur une discontinuité géologique. (a) : Diagramme contrainte tangentielle-déplacement tangentiel. (b) : Courbe de dilatance.

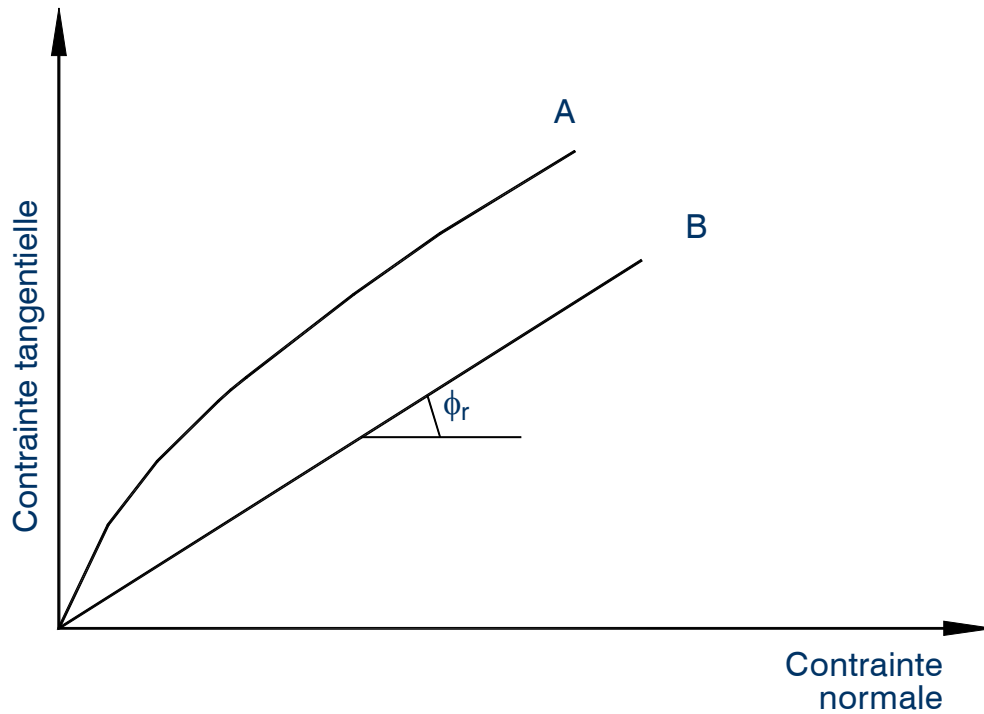


Figure 23 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic (A) et une courbe de résistance résiduelle (B) d'une discontinuité géologique. ϕ_r est l'angle de frottement résiduel.

La forme de la courbe de la résistance au pic varie en fonction de plusieurs facteurs dont les plus importants sont:

- la rugosité des parois;
- l'état des parois;
- l'ouverture de la discontinuité s'il y a lieu (distance entre les parois lorsqu'elles ne sont pas en contact et qu'il n'y a pas de remplissage);
- la présence de remplissage dans la discontinuité.

Dans le cas des discontinuités ne comportant pas de remplissage, la résistance au pic, à très faible contrainte normale, provient du frottement le long des aspérités constituant la rugosité des parois de la discontinuité. À très grande contrainte normale, la résistance au cisaillement de la discontinuité provient de la résistance au cisaillement de la roche des ondulations formant la rugosité. Il y a une évolution progressive d'une condition à l'autre, en fonction de la contrainte normale. Quant à

l'effet du remplissage sur la résistance au cisaillement des discontinuités, il en est question à la section 4.1.3.

Pour mettre en oeuvre la méthodologie d'analyse de stabilité que présente ce document, il est suffisant de posséder les courbes de résistance au pic des discontinuités sous forme graphique (par exemple, la courbe A à la figure 23). Ces courbes de résistance peuvent aussi être disponibles sous forme d'équations et, au fil des ans, plusieurs modèles ont été proposés pour les décrire. La littérature scientifique comporte plus d'une revue de ces modèles (voir, par exemple, Barton 1976). Les trois modèles que les auteurs de ce rapport considèrent les plus importants sont présentés dans la suite.

Le plus ancien des modèles importants est celui proposé par Patton (1966), connu aussi sous le nom du modèle bilinéaire; c'est aussi le plus simple. Il est illustré à la figure 24 dans l'espace de Mohr. Quand la contrainte normale au plan de la discontinuité (σ) est égale ou inférieure à:

$$\sigma = \frac{c}{\tan(\varphi_\mu + i) - \tan \varphi_o} \quad (21)$$

la résistance au cisaillement (τ) est:

$$\tau = \sigma \tan(\varphi_\mu + i) \quad (22)$$

Dans l'équation 21, c et φ_o sont les paramètres de Coulomb du matériau des parois de la discontinuité, φ_μ est l'angle de frottement le long des parois et i est l'angle de la rugosité de la discontinuité (appelé aussi angle de dilatance). Quand la contrainte normale au plan de la discontinuité est supérieure à la valeur calculée par l'équation 21, la résistance au cisaillement est donnée par:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi_o \quad (23)$$

Les paramètres de Coulomb et l'angle de frottement des parois s'obtiennent de façons conventionnelles. Patton a trouvé, suite à ses expériences, que l'angle φ_o était approximativement égal à l'angle de résistance résiduelle φ_r (voir la figure 23). L'angle de la rugosité de la discontinuité peut s'obtenir de mesures faites sur les parois de cette dernière (voir la section 4.1.4).

Le modèle de Ladanyi et Archambault (1970) est celui qui possède les meilleurs fondements théoriques. Ce modèle, souvent identifié par LADAR, a d'abord été élaboré pour prédire la résistance au cisaillement des massifs rocheux fragmentés

(massifs rocheux découpés en blocs de relatives petites dimensions par les discontinuités géologiques). Il s'exprime mathématiquement comme suit:

$$\tau = \frac{\sigma(1 - a_s)(v + \tan \varphi_\mu) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s)v \tan \varphi_\mu} \quad (24)$$

où a_s est le rapport de l'aire de roche intacte cisailée sur l'aire totale soumise au cisaillement, v est le taux de dilatance au pic, φ_μ représente l'angle de frottement du matériau des parois des discontinuités qui découpent le massif rocheux en blocs et τ_r est la résistance au cisaillement de la roche des blocs. L'expression originellement proposée pour τ_r était le critère de rupture de Fairhurst. Subséquemment, Ladanyi et al. (1973) ont accepté que n'importe quel critère de rupture puisse être utilisé pour τ_r .

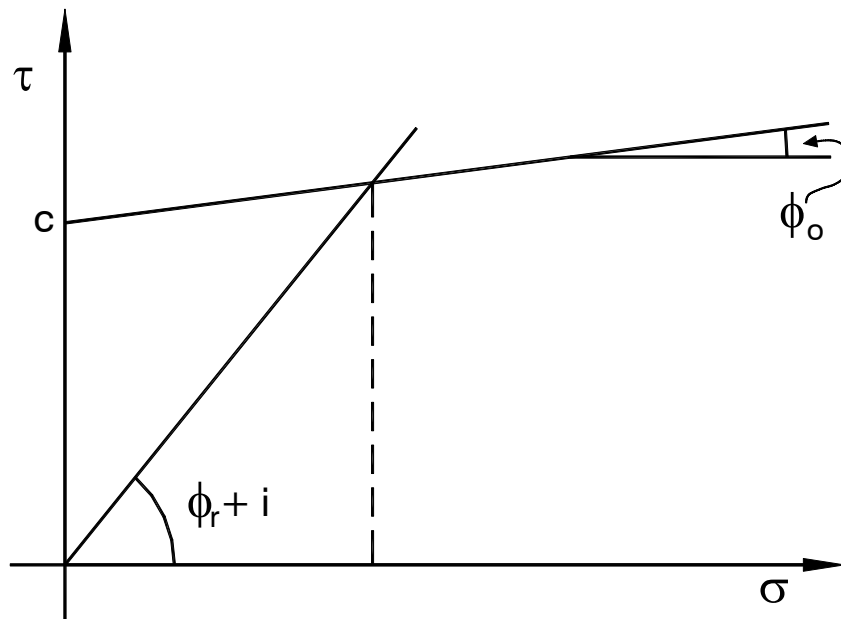


Figure 24 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle de Patton.

Ladanyi et Archambault (1970) ont suggéré d'utiliser l'équation 24 pour interpréter les essais de cisaillement direct in situ à grande échelle effectués sur des discontinuités géologiques. En faisant des essais à contrainte normale le plus faible possible, il est postulé que a_s tend vers 0 et l'équation 24 est utilisée pour calculer l'angle φ_μ , soit:

$$\tan \varphi_\mu = \frac{(\tau/\sigma) - v}{1 + v(\tau/\sigma)} \quad (25)$$

où la résistance au cisaillement au pic (τ) et le taux de dilatance au pic (v) sont mesurés durant l'essai.

Les expressions suivantes ont été subséquemment proposées par Ladanyi et al. (1973) pour a_s et v lorsque l'équation 24 est utilisée pour modéliser la résistance au cisaillement d'une discontinuité géologique:

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{C_o}\right)^{0,75} \quad (26)$$

$$v = \left[1 - \left(\frac{\sigma}{C_o}\right)^{0,25}\right]^{1,75} \tan i \quad (27)$$

Dans ces conditions d'application, les symboles a_s et v se définissent comme dans l'équation 24 et C_o est la résistance à la compression uniaxiale du matériaux des parois de la discontinuité. Le paramètre i représente la même chose qu'avec le modèle de Patton. De plus, toujours dans ces conditions d'application, le symbole φ_μ de l'équation 24 est l'angle de frottement matériau sur matériau des parois de la discontinuité et le symbole τ_r de la même équation est la résistance au cisaillement du matériau des parois de la discontinuité.

La figure 25 illustre l'allure de l'équation 24 dans l'espace de Mohr dans laquelle a_s et v répondent aux équations 26 et 27. À faible contrainte normale, l'aire cisailée est négligeable, c'est-à-dire que a_s tend vers zéro et v tend vers $\tan i$; l'équation 24 du modèle LADAR devient l'équation 22, la première des deux équations du modèle de Patton. Quand la contrainte normale est très grande, a_s tend vers un, v tend vers zéro et l'équation 24 du modèle LADAR indique que la résistance au cisaillement de la discontinuité est τ_r , la résistance au cisaillement du matériau des parois de la discontinuité; si cette résistance est exprimée en termes des paramètres de Coulomb, on retrouve la deuxième équation du modèle de Patton, c'est-à-dire, l'équation 23. Ces deux droites ont été ajoutées à la figure 25.

D'après les auteurs de ce document, le modèle le plus utilisé serait celui de Barton (1973); c'est un modèle empirique qui s'écrit:

$$\tau = \sigma \tan \left[\text{JRC} \log \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma} \right) + \varphi_r \right] \quad (28)$$

avec

$$\text{JRC} \log \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma} \right) + \varphi_r \leq 70^\circ \quad (29)$$

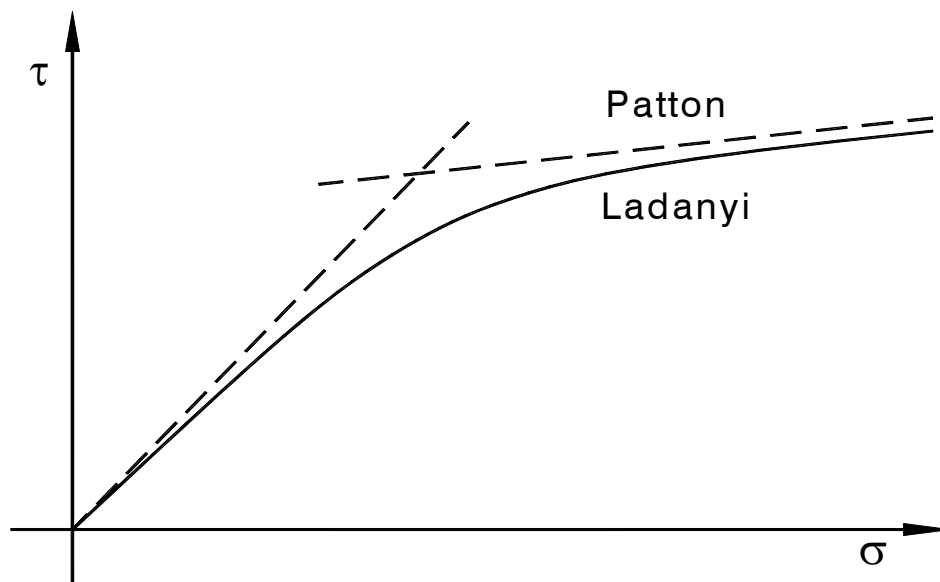


Figure 25 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle LADAR; comparaison avec le modèle de Patton.

Le coefficient JRC, appelé « Joint Roughness Coefficient », varie de 1 pour les rugosités les moins prononcées à 20 pour les rugosités les plus prononcées. Quant au coefficient JCS, appelé « Joint wall Compressive Strength », sa valeur maximale qui s'applique lorsque les parois de la discontinuité ne montrent pas d'altération, est celle de la résistance en compression uniaxiale de la roche; plus la roche des parois est altérée, plus la valeur de ce coefficient s'éloigne de sa valeur maximale.

Le JRC s'obtient, entre autres façons, en comparant la rugosité de la discontinuité à des rugosités de référence pour lesquelles un coefficient est suggéré (Barton et Choubey, 1977). Pour faciliter ces comparaisons, certains auteurs ont proposé de procéder à des analyses statistiques de diverses formes (Wu et Ali, 1978; Tse et Cruden, 1979; Dight et Chiu, 1981; Carr, 1989). Barton et Choubey (1977) ont aussi suggéré de déterminer le JRC à l'aide d'essais au plan incliné; la façon de procéder qu'ils ont décrite alors reconnaît implicitement que le terme $JRC \log(JCS/\sigma)$ dans l'équation 28 est un angle de dilataance. Le JCS s'obtient d'essais au marteau Schmidt (Barton et Choubey, 1977). Quant à l'obtention de l'angle de frottement résiduel, φ_r , le troisième paramètre de ce modèle, Barton et Choubey (1977) ont proposé d'utiliser aussi les essais au marteau Schmidt ainsi que l'équation empirique suivante:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (30)$$

Dans cette équation, φ_b est l'angle de frottement du matériau, R est la dureté Schmidt de la roche obtenue sur des surfaces sciées sèches et r est la dureté Schmidt obtenue sur les parois humides de la discontinuité. Barton et Choubey (1977) suggèrent de déterminer l'angle de frottement φ_b par essais au plan incliné sur des surface sciées sèches. La valeur de l'angle de résistance résiduelle peut aussi être prise dans le tableau du « Joint Alteration Number J_a » de la classification géomécanique du NGI, aussi connue sous le nom de classification de Barton (Barton et al., 1974)

La figure 26 présente l'équation 28 dans l'espace de Mohr. On a ajouté à la figure la droite représentant la pente maximale à l'origine de la courbe-enveloppe (équation 29).

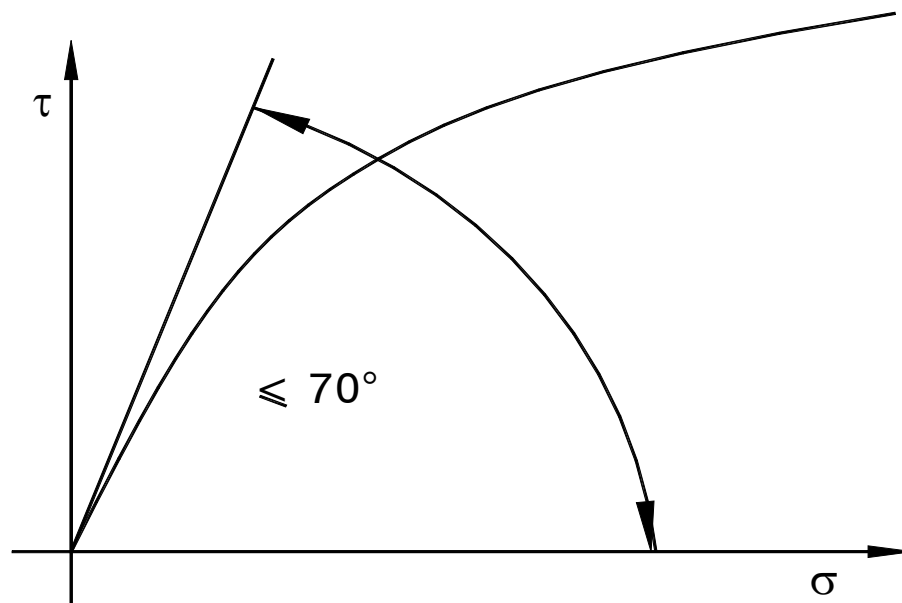


Figure 26 - Diagramme de Mohr montrant une courbe de résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité géologique selon le modèle de Barton.

4.1.3. L'effet d'un remplissage

Les discontinuités géologiques comportent parfois un remplissage. Ce dernier peut être argileux, silteux ou sableux. Son effet sur le comportement des discontinuités lorsque soumises à des cisaillements directs varie selon les facteurs suivants:

- nature du remplissage;
- épaisseur du remplissage;
- la rugosité des parois de la discontinuité.

Selon l'épaisseur du remplissage et selon la géométrie de la rugosité, la résistance au cisaillement au pic de la discontinuité peut découler uniquement du remplissage ou à la fois du remplissage et de la résistance de la roche des parois. Citons sous ce titre les travaux de Goodman (1970) et de ceux Ladanyi et Archambault (1977).

4.1.4. La rugosité des parois des discontinuités

On a défini la rugosité des parois des discontinuités géologiques comme résultant d'ondulations autour de l'équivalent plan de la discontinuité. Il a été spécifié qu'elle influence beaucoup la résistance au cisaillement mobilisable le long de ces dernières même dans les cas où elles montrent une ouverture ou comportent un remplissage. Pour prédire la résistance au cisaillement mobilisable le long des discontinuités géologiques à l'échelle des ouvrages, il faut absolument, à défaut de faire des essais en place de dimensions appropriées, connaître les caractéristiques de la rugosité des discontinuités en jeu; il faut quantifier cette rugosité.

Les ondulations engendrant la rugosité sont de différents ordres de grandeur:

- les ondulations de premier ordre: ce sont les ondulations à petite échelle (de l'ordre du mm); elles sont prises en ligne de compte dans les essais de cisaillement direct en laboratoire normalisés;
- les ondulations d'ordre supérieur: ce sont les ondulations à grande échelle (de l'ordre du cm et plus). Elles ne peuvent pas être prises en ligne de compte au laboratoire. Elles définissent l'échelle des essais de cisaillement direct in situ.

Pour connaître les caractéristiques géométriques de la rugosité des discontinuités et particulièrement celles des ondulations d'ordres de grandeur supérieurs, il est indispensable de faire des mesures in situ.

Les procédures de mesures de rugosité de discontinuités sont normalisées (ISRM, 1978). Notons qu'il faut avoir accès à des parois représentatives pour réaliser ces mesures. Lorsque la direction du glissement du polyèdre sur la discontinuité est connue au moment des relevés, on peut se limiter au profilage linéaire fait dans la direction appropriée. Lorsque la direction du glissement est inconnue, il faut procéder au profilage surfacique qui est beaucoup plus long à exécuter. Les résultats des relevés de rugosité conduisent, au choix de l'utilisateur, aux données suivantes, entre autres:

- des courbes de dilatance de la discontinuité utilisables pour prédire sa résistance au cisaillement au pic à faible contrainte normale (Fecker et Rengers, 1971; Schneider, 1976);
- le paramètre JRC du modèle de Barton (voir la section 4.1.2) en empruntant à l'approche de Tse et Cruden (1979);

- l'angle de dilatance à faible contrainte normale du modèle de Patton et du modèle LADAR (voir la section 4.1.2).

4.2. La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique méridienne

4.2.1. Généralités

La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique méridienne remonte à plusieurs décennies. Ce n'est toutefois qu'avec la parution du livre de Hoek et Bray (1974), ainsi que de ceux de Goodman (1976) et de Hoek et Brown (1980), que l'utilisation de cette technique s'est propagée. Notons qu'au Canada, l'apparition du Pit Slope Manual (Major et al., 1977) a aussi aidé à accroître la popularité de cette approche.

Il a été spécifié à la section 1.4 du document que, de toutes les formes de polyèdres de roche qui peuvent être découpés par les discontinuités géologiques aux parois des excavations et qui sont sujets aux instabilités structurales, seuls les tétraèdres sont considérés. Pour ce qui a trait aux polyèdres plus complexes, le lecteur peut toujours consulter Priest (1980) ou Goodman et Shi (1984). Toutefois, le lecteur est aussi invité à prendre connaissance du contenu de la section 5.1.1 avant de procéder à cette consultation.

4.2.2. Les excavations à découvert

Les travaux de John (1968) sur l'analyse de stabilité des tétraèdres de roche découpés à la face des talus rocheux par stéréographie et la critique faite subséquemment par Panet (1969) de ces travaux ont été parmi les premiers articles d'importance publiés sur le sujet. La méthodologie a toutefois été lancée par Hoek et Bray (1974). On y réfère encore abondamment de nos jours même si l'ouvrage comporte certaines erreurs qui n'ont pas toutes été corrigées d'une révision à l'autre de l'ouvrage. Goodman (1976), Hocking (1976) et Cruden (1978) ont par la suite établi plus clairement certaines des relations angulaires qui doivent exister entre les éléments géométriques du problème pour pouvoir prédire le mode d'instabilité potentielle des tétraèdres découpés à la face des talus.

4.2.3. Les excavations souterraines

Hoek et Brown (1980) est un des premiers ouvrages à traiter de l'utilisation de la stéréographie pour faire l'analyse de stabilité de tétraèdres de roche découpés par les discontinuités géologiques au pourtour des excavations souterraines. Toutefois, cet ouvrage se limite à des cas simples de toits horizontaux et de parements verticaux.

C'est à la même époque que Priest (1980, 1985) a proposé de procéder à de telles analyses par l'approche dite de l'hémisphère incliné; avec cette approche, le plan de la paroi devient le plan de projection stéréographique, quelle que soit son orientation, et l'hémisphère de projection est celui qui se situe du côté de l'excavation. La technique de Priest est avantageuse puisqu'elle permet de traiter toutes les situations qui peuvent se présenter; elle s'écarte toutefois, dans une certaine mesure, de la stéréographie conventionnelle.

4.3. Les autres méthodes de prévision des instabilités structurales

Les paragraphes qui suivent présentent uniquement les grandes lignes d'une revue bibliographique portant sur les méthodes de prévision des instabilités structurales autres que celle qui fait l'objet du présent document. Une telle revue n'est présentée que pour fixer les idées.

4.3.1. Les méthodes à formulation mathématique complète

Les ingénieurs ont développé plusieurs méthodes qui prennent en ligne de compte, de diverses façons, la présence des discontinuités géologiques dans les massifs rocheux. Certains d'entre eux ont adopté les méthodes de calcul numériques conventionnels (éléments finis et/ou éléments frontières) auxquelles ils ont ajouté des éléments spéciaux pour représenter les discontinuités; ces éléments spéciaux lient deux à deux les éléments solides adjacents (voir, par exemple, Goodman et al., 1968; Crotty et Wardle, 1985). D'autres ont développé de nouvelles méthodes simulant des milieux discontinus en considérant qu'un massif rocheux est un assemblage de blocs solides discrets qui interagissent mécaniquement; ce sont les interfaces des blocs qui représentent les discontinuités (voir, par exemple, Cundall, 1971; Burman 1974). Tous les modèles qui font partie des deux groupes précédents présentent une formulation mathématique complète en ce sens qu'elles satisfont simultanément les conditions d'équilibre, les conditions de compatibilité et la loi de

comportement (Papantonopoulos, 1979). Les contraintes et les déformations ou les déplacements sont alors connus en tous les points des modèles.

4.3.2. Les méthodes à formulation mathématique incomplète

D'autre part, plusieurs méthodes de calcul permettant l'élaboration de critères de stabilité du type facteur de sécurité locale ont été développées à partir de la notion de **calcul à la rupture** énoncée il y a déjà longtemps par Coulomb (1773); parmi ces méthodes, il y a celles de l'équilibre limite fort populaires en mécanique des roches (voir, par exemple, Ladanyi et Hoyaux, 1968; Bray et Brown, 1976; Hoek et Brown, 1980; Hoek et Bray, 1974; Warburton, 1981; Brady et Brown, 1985; Goodman et Shi, 1985; Brown, 1987). Ces méthodes d'analyse de stabilité tiennent compte des équations d'équilibre et des critères de rupture, mais négligent les relations contrainte-déformation. Elles mènent donc à des modèles qui ne fournissent pas les déformations ou les déplacements et qui sont mathématiquement indéterminés; elles présentent alors une formulation incomplète (Papantonopoulos, 1979). Cependant, avec la plupart de ces méthodes, on contourne généralement l'indétermination mathématique en postulant des hypothèses simplificatrices supplémentaires, non vérifiées, dont on ne connaît pas toujours l'influence sur les solutions obtenues. Toutefois, ces méthodes ont l'avantage d'être simples et de statuer directement sur la stabilité de l'ouvrage; c'est sans doute la raison pour laquelle elles sont populaires.

Les auteurs du présent document recommandent l'approche vectorielle proposée par Bray et Brown (1976) aux lecteurs désireux d'utiliser une de ces méthodes pour l'analyse de stabilité de tétraèdres de roche découpés à proximité des talus même si le modèle proposé n'est valable que pour les cas avec lesquels le plan du socle rocheux est horizontal. Quant aux tétraèdres de roche découpés à proximité des parois des excavations souterraines, l'approche vectorielle de Warburton (1981) est recommandée. Des versions informatisées de ces approches vectorielles pour les talus (Leung et Kheok, 1987) et les excavations souterraines (Leung, 1990) sont aussi disponibles dans la littérature.

4.3.3. Les méthodes faisant intervenir la programmation mathématique

Les développements subséquents en relation avec les méthodes d'analyse à la rupture sont dus, entre autres, à Papantonopoulos et Ladanyi (1973), Livesly (1978), Papantonopoulos (1979), Gussmann (1982) et Bardet et Kapuskar (1989). Ces auteurs évitent d'énoncer des hypothèses supplémentaires et considèrent l'indétermination mathématique comme faisant partie du problème; ils utilisent des techniques de programmation mathématique pour trouver une solution optimale à partir des équations disponibles. De plus, depuis que Salençon (1978) a proposé une

théorie générale de calcul à la rupture, nous disposons maintenant d'un cadre qui permet l'évaluation des solutions obtenues par ces méthodes.

Les travaux de Papantonopoulos et Ladanyi (1973) et Papantonopoulos (1979) réfèrent à la stabilité des talus. La version statique de l'analyse à la rupture qu'ils ont proposée a été reprise par Fortin et Gill (1986) et par Gill et al. (1989, 1991) et transposée aux excavations souterraines. Les règles d'élaboration des modèles à soumettre aux analyses de stabilité ont été testées par Matte (1991) et Ngandée (1993).

5. Les analyses de stabilité par stéréographie

5.1. Sur les tétraèdres découpés par les plans structuraux et les parois des excavations

5.1.1. Généralités

Bien que la position des parois des excavations soit la plupart du temps connue au moment de la conception des ouvrages, il arrive souvent, qu'en pratique, la localisation précise de chacun des plans structuraux (discontinuités géologiques) qui sont susceptibles de se rencontrer à proximité de ces parois est inconnue aussi longtemps que les travaux d'excavation ne les mettent pas à jour. Dans ce cas, l'hypothèse qu'il faut faire au moment de l'analyse, si elle est faite avant le début de l'excavation, est de **supposer que ces plans structuraux se rencontrent à l'intérieur des parois**. C'est une hypothèse conservatrice car si ce n'était éventuellement pas le cas, il n'y aurait pas de tétraèdre formé. De plus, il est considéré dans le document que les plans structuraux qui se rencontrent et qui, combinées aux parois des excavations, découpent les tétraèdres dont on veut analyser la stabilité s'étendent au-delà de l'excavation.

La stéréographie permet seulement de vérifier et/ou d'établir des relations angulaires. Donc, si l'on dispose d'aucun renseignement sur les dimensions du tétraèdre, il faut supposer :

- i) qu'il serait complètement **exposé** suite à l'exécution de l'excavation, c'est-à-dire qu'un observateur pourrait voir en totalité une des faces triangulaires du tétraèdre sur la paroi de l'excavation;
- ii) qu'il aurait les dimensions maximales permises par les dimensions de l'excavation.

La figure 27 illustre, pour le cas d'une excavation à découvert, ce qui est entendu par un tétraèdre complètement exposé et possédant les dimensions maximales permises par les dimensions de l'excavation. La section 6.3 du présent document revient sur le sujet.

Le tétraèdre de la figure 27 est découpé par deux plans structuraux. Les figures 28 et 29 illustrent des talus à proximité desquels il y a trois plans structuraux qui se rencontrent. À première vue, la figure 28 montre, entre autres, l'existence d'un polyèdre à cinq faces formé par les plans structuraux 1, 2 et 3 ainsi que par le plan du talus et celui de la surface du socle rocheux. Quant à la figure 29, on y a illustré un tétraèdre formé à proximité d'un talus par trois plans structuraux et le plan du talus, le plan de la surface du socle rocheux n'intervenant pas. De telles situations sont traitées à la section 5.3.5 du présent guide.

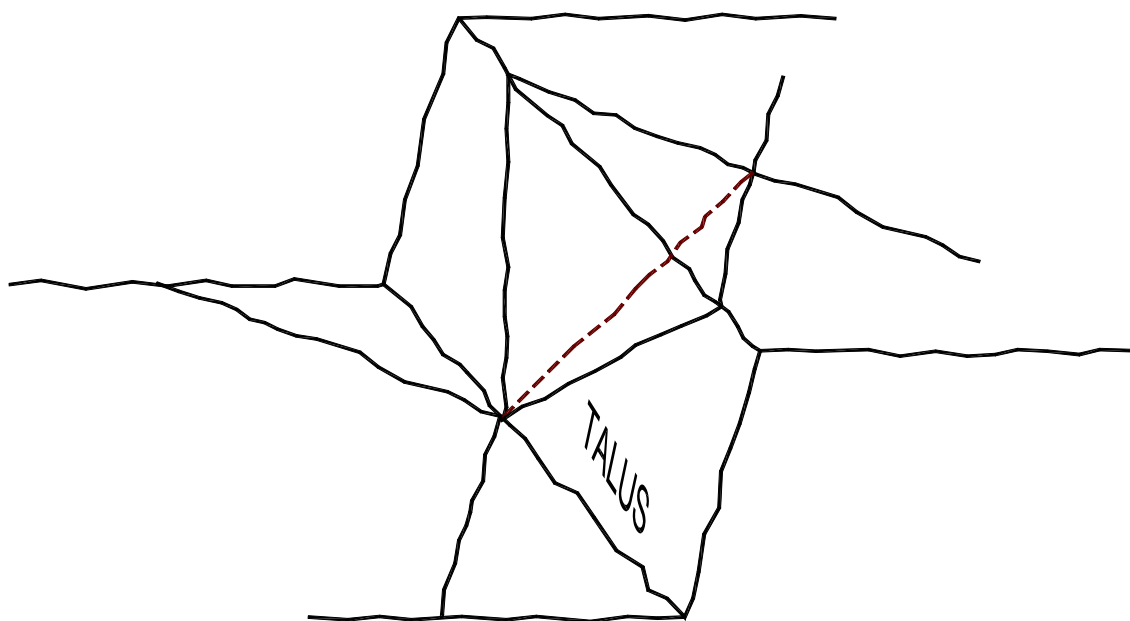


Figure 27 - Dimensions linéaires maximales d'un tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

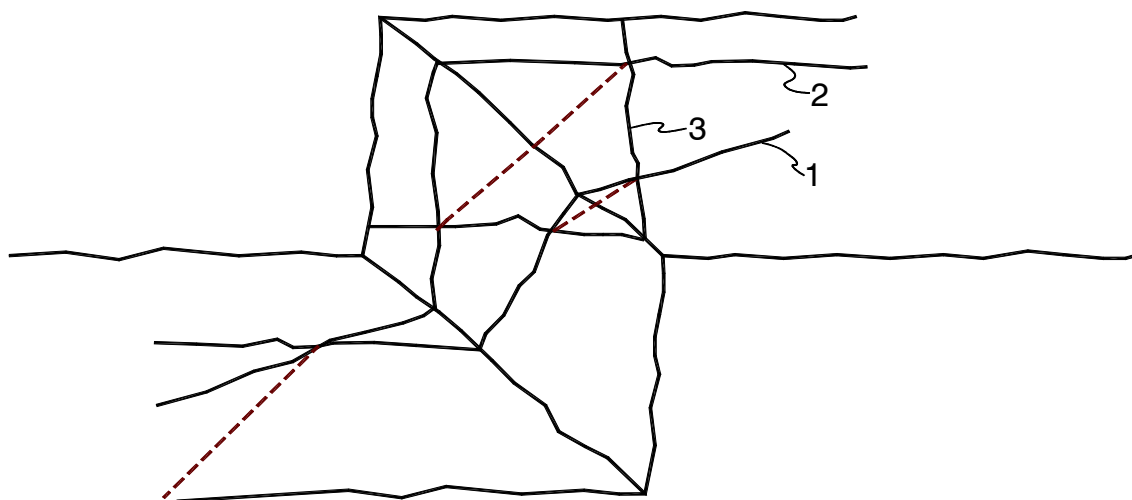


Figure 28 - Talus à proximité duquel il y a trois plans structuraux qui se rencontrent, formant plus d'un tétraèdres complètement exposés.

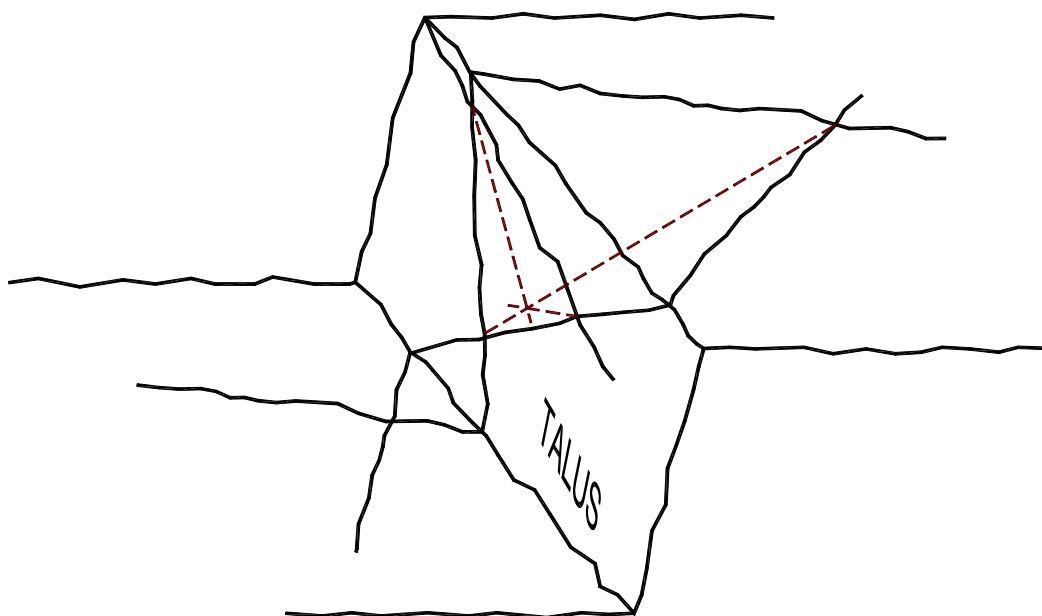


Figure 29 - Tétraèdre complètement exposé découpé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus, le plan de la surface du socle rocheux n'intervenant pas.

Il va de soi qu'il aurait été possible d'illustrer ces points en faisant référence à un souterrain. Jusqu'à avis contraire, il est toujours présumé que le nombre de plans structuraux se rencontrant à proximité des parois des excavations est le nombre minimal pour former un tétraèdre, soit deux dans le cas d'une excavation à découvert, et trois dans le cas d'une excavation souterraine.

5.1.2. Les excavations à découvert

A) Les tétraèdres

Pour former un tétraèdre à proximité d'un talus, il faut **un minimum de deux discontinuités géologiques** qui se rencontrent comme montré à la figure 30; les quatre plans qui le découpent sont, en plus des deux discontinuités géologiques, le plan du talus et celui de la surface du socle rocheux. La présence de deux plans structuraux n'est pas la seule condition à satisfaire pour former un tétraèdre. Comme il est démontré plus loin, il faut que certaines relations angulaires soient satisfaites entre l'orientation des plans. En réalité, les tétraèdres ne sont pas toujours complètement exposés. Le tétraèdre montré à la figure 31 n'est pas complètement exposé, alors que celui montré à la figure 30, l'est. Il suffirait, dans le cas de la figure 31, d'approfondir l'excavation (c'est-à-dire augmenter H) ou de déplacer le talus vers la droite de l'illustration pour que le tétraèdre soit complètement exposé.

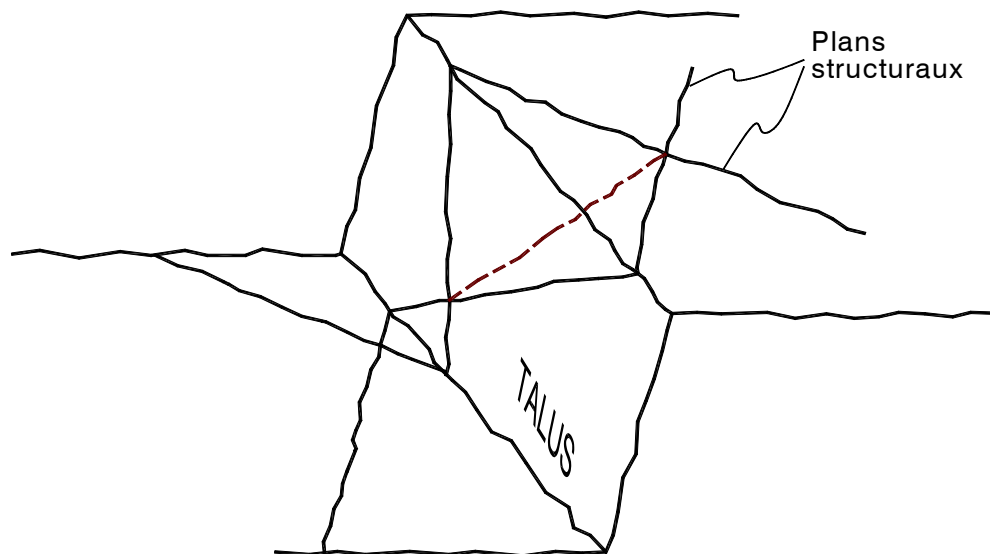


Figure 30 - Tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

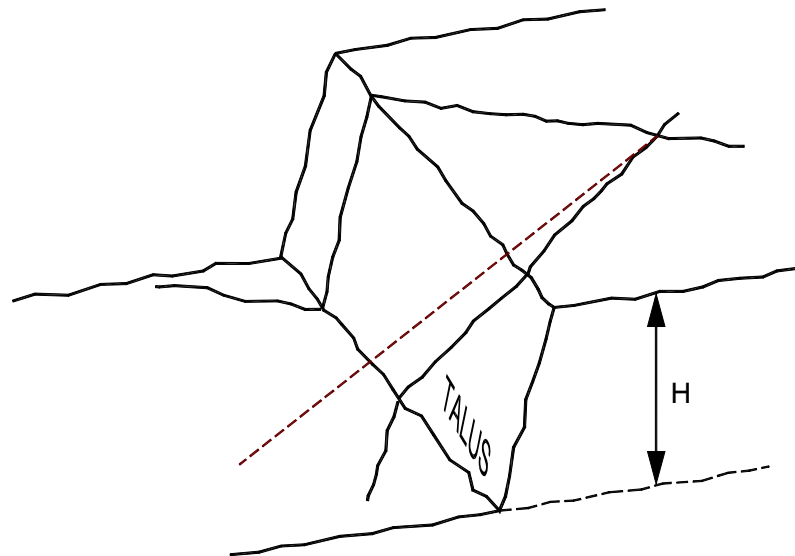


Figure 31 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus.

B) Les modes d'instabilité des tétraèdres

Un tétraèdre de roche découpé par des discontinuités géologiques qui se rencontrent à proximité d'un talus et qui est complètement exposé peut être instable suivant uniquement l'un des deux modes suivants, si on ignore les basculements et les rotations:

- i) Il peut glisser sur un des plans structuraux et chuter dans l'excavation. La direction de glissement est la ligne de pendage du plan structural.
- ii) Il peut aussi glisser en restant appuyé sur les deux plans structuraux et chuter dans l'excavation. La direction de glissement est la droite d'intersection des deux plans structuraux.

La figure 32 montre un tétraèdre complètement exposé formé des plans structuraux PS1 et PS2 ainsi que du plan du talus (T) et celui de la surface du socle rocheux (S). L'intersection du plan du talus et de celui de la surface du socle rocheux est la ligne ST de la figure. Les intersections du plan de la surface du

socle rocheux et des plans structuraux PS1 et PS2 sont identifiées par S1 et S2 respectivement. De même, les intersections du plan du talus et des plans structuraux PS1 et PS2 sont identifiées par T1 et T2 respectivement. L'intersection des plans PS1 et PS2 est identifiée A. L'instabilité de ce tétraèdre (T1-T2-S1-S2-A-ST), si elle a lieu, se fera par glissement suivant la ligne de pendage du plan PS1, ou par glissement suivant la ligne de pendage du plan PS2 ou par glissement sur les deux plans structuraux à la fois, dans la direction de la droite d'intersection A. Il ne peut en être autrement.

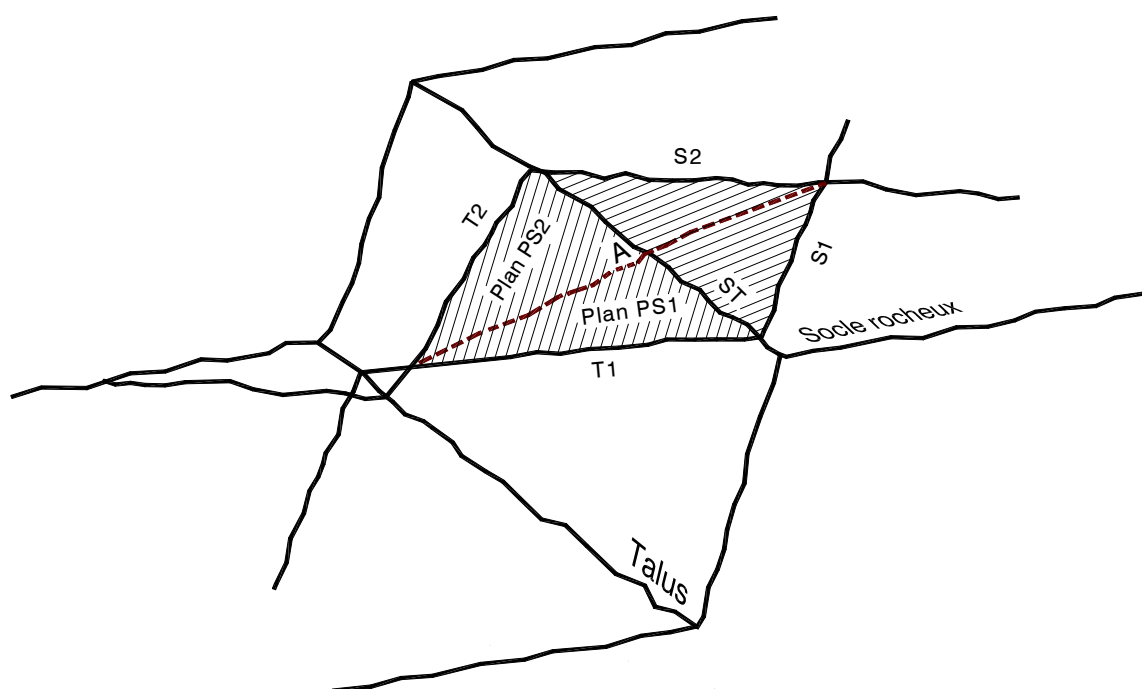


Figure 32 - Tétraèdre complètement exposé découpé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus. La ligne A est l'intersection des plans structuraux PS1 et PS2, la ligne ST est l'intersection du plan du talus avec le plan de la surface du socle rocheux, les lignes T1 et T2 sont les intersections du plan du talus avec les plans structuraux PS1 et PS2 respectivement, les lignes S1 et S2 sont les intersections du plan de la surface du socle rocheux avec les plans structuraux PS1 et PS2 respectivement.

5.1.3. Les excavations souterraines

A) *Nomenclature*

La nomenclature utilisée dans le document avec les excavations souterraines est illustrée à la figure 33. Un chantier de mine (voir la figure 33a) comporte un toit, une éponte supérieure (“hanging wall”) et une éponte inférieure (“footwall”). Les parois d’une voie horizontale de petites dimensions (par exemple une galerie - voir la figure 33b) sont identifiées toit et parements. Les chambres souterraines de grandes dimensions comporte généralement une voûte qui s’appuie sur les parements. Cette dernière est décomposée, pour fin d’analyse de stabilité, en portions identifiées toit et épontes supérieures (voir la figure 33c). Une voie verticale (par exemple un puits - voir la figure 33d) ne compte que des parements. Une voie inclinée (une rampe, une monterie inclinée) comporte des parements mais aussi un toit incliné qu’on doit traiter comme une éponte supérieure.

B) *Les tétraèdres*

Pour former un tétraèdre à proximité d’une excavation souterraine, il faut **un minimum de trois plans structuraux** comme montré à la figure 34, le quatrième plan étant fourni, dans le cas de cette figure, par le parement de la voie horizontale. La figure 35 montre un tétraèdre formé au toit d’une voie horizontale; on y identifie aussi trois plans structuraux.

La présence de plans structuraux est suffisante pour former un tétraèdre. Il n’y a pas de relation angulaire à satisfaire comme dans le cas des excavations à découvert. En réalité, les tétraèdres ne sont pas toujours complètement exposés. Les tétraèdres montrés aux figures 36 et 37 ne sont pas complètement exposés, alors que ceux montrés aux figures 34 et 35, le sont. Il suffirait, dans les cas des figures 36 et 37, que les voies soient positionnées autrement par rapport au point de rencontre des plans structuraux ou que les dimensions des souterrains soient différentes pour que les tétraèdres soient complètement exposés.

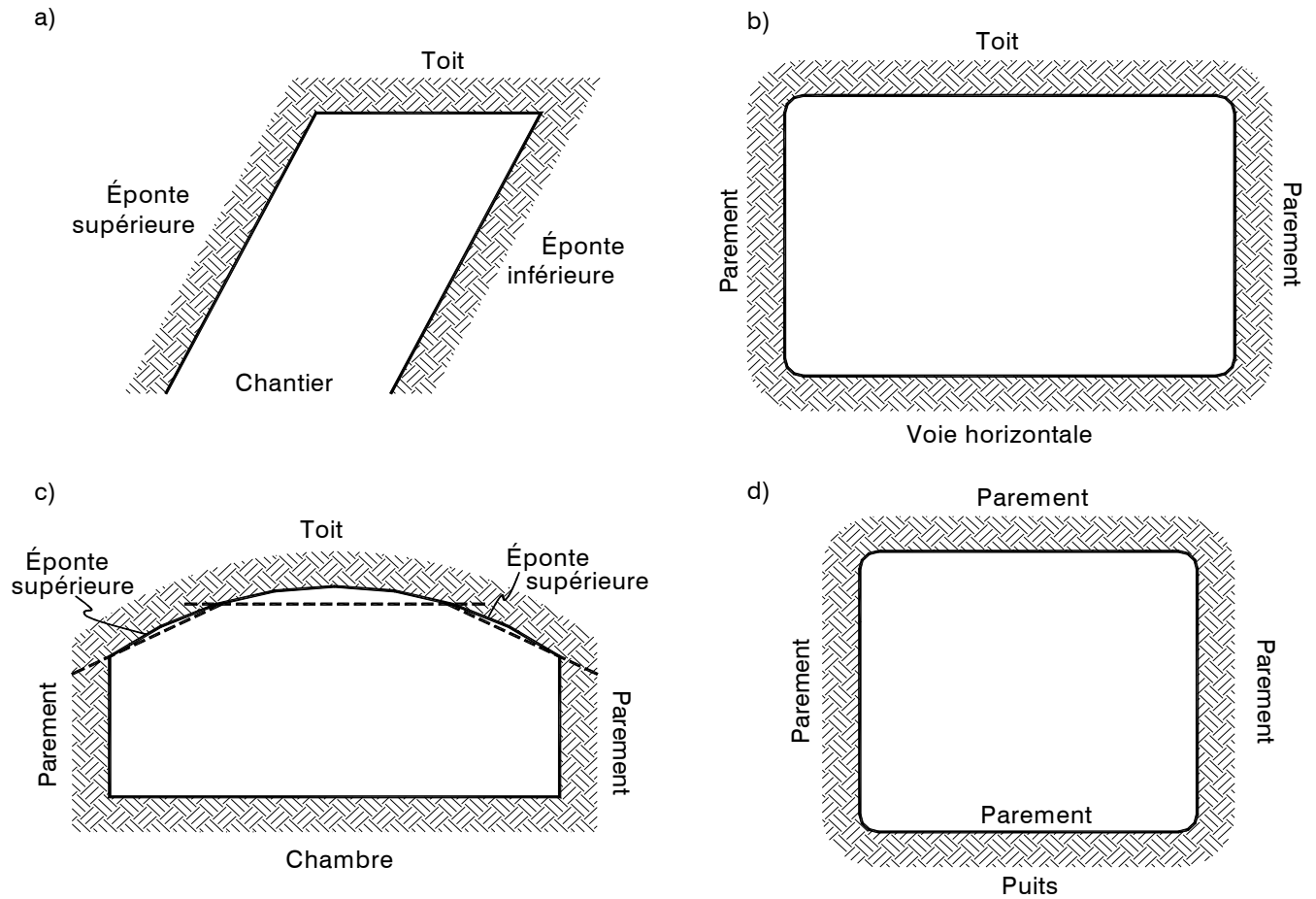


Figure 33 - Nomenclature des parois des excavations souterraines. (a): Section verticale d'un chantier de mine. (b): Section verticale d'une voie horizontale ou d'une chambre de petites dimensions. (c): Section verticale d'une chambre de grandes dimensions. (d): Section horizontale d'une voie verticale.

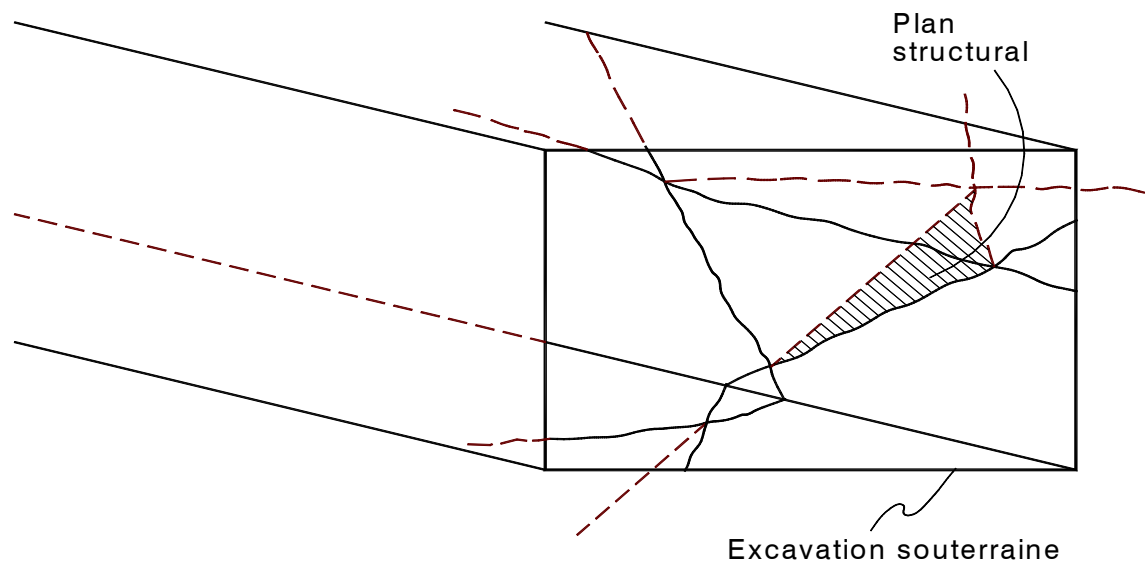


Figure 34 - Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement d'une voie horizontale.

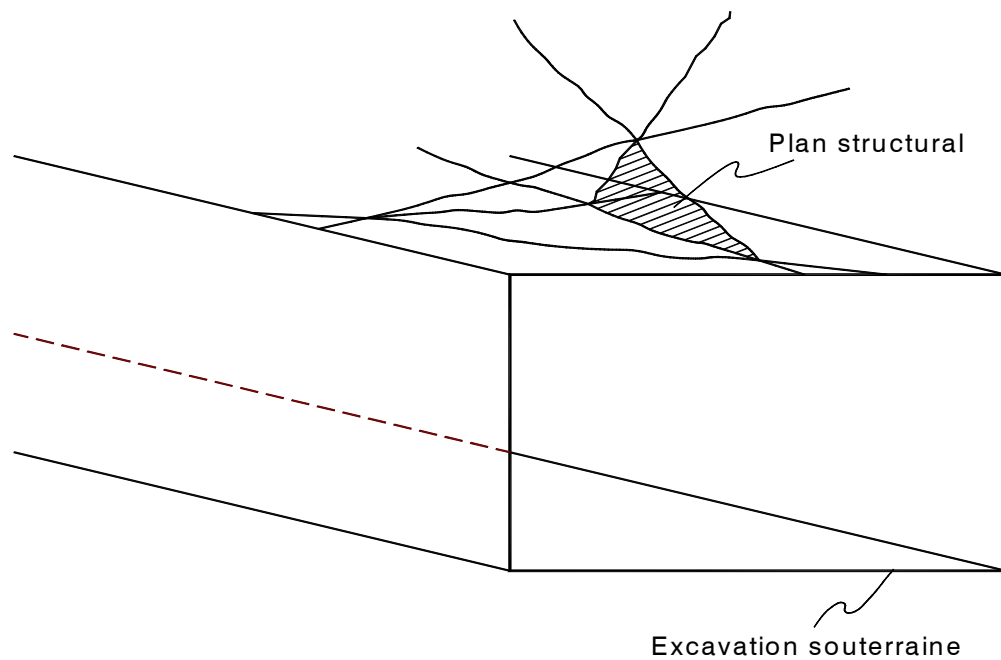


Figure 35 - Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité du toit d'une voie horizontale.

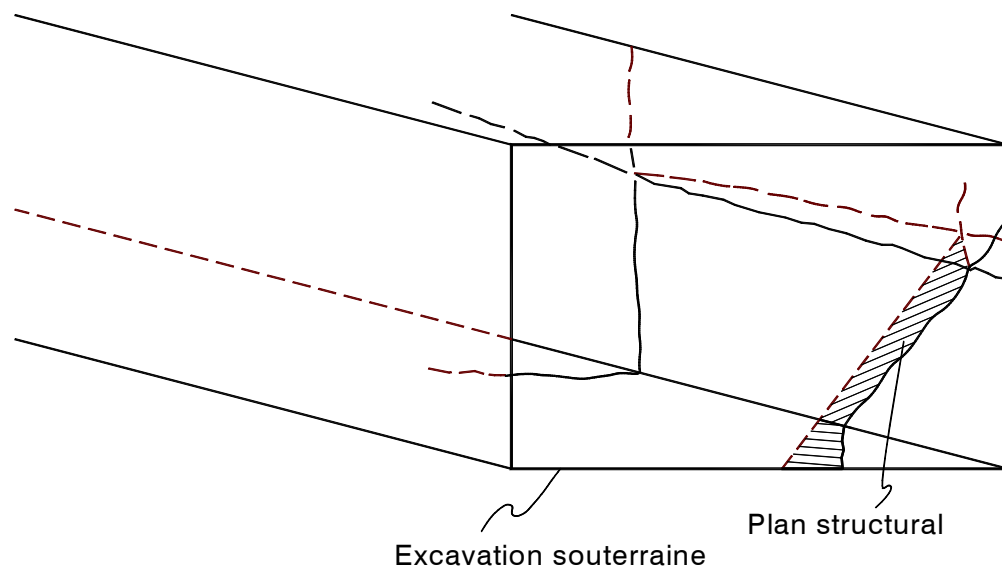


Figure 36 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement d'une voie horizontale.

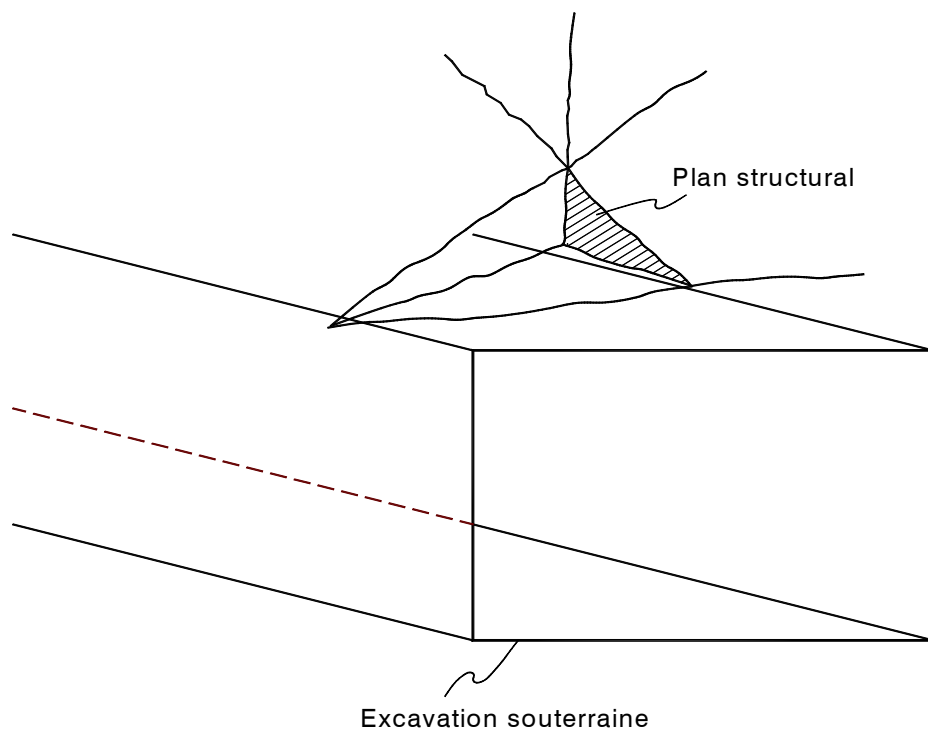


Figure 37 - Tétraèdre partiellement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité du toit d'une voie horizontale.

C) Les modes d'instabilité des tétraèdres

Un tétraèdre de roche découpé par des discontinuités géologiques à proximité d'une excavation souterraine et complètement exposé peut être instable selon l'un des trois modes suivants, si on ignore les basculements et les rotations:

- i) Il peut chuter dans l'excavation sans glissement préalable sur les plans structuraux.
- ii) Il peut glisser sur un plan structural et chuter dans l'excavation. La direction de glissement est la ligne de pendage du plan structural.
- iii) Il peut aussi glisser en restant appuyé sur deux plans structuraux et chuter dans l'excavation. La direction du glissement est alors la droite d'intersection des deux plans structuraux sur lesquels le glissement se produit.

Les chutes sans glissement préalable sont caractéristiques des toits et des épontes supérieures seulement. Quant aux chutes avec glissements préalables sur un ou deux plans structuraux, ils sont possibles dans toutes les situations. Le tétraèdre montré à la figure 35 chuterait probablement sans glissement préalable. L'instabilité du tétraèdre montré à la figure 34 se ferait par chute précédée d'un glissement suivant la ligne de pendage de l'un des plans porteurs ou d'un glissement sur les deux plans à la fois, dans la direction de leur droite d'intersection.

5.2. Les facteurs de sécurité

5.2.1. Généralités

L'ingénieur tient habituellement à quantifier la stabilité d'un ouvrage en ce sens qu'il lui importe de savoir si l'ouvrage, déclaré stable, est néanmoins au seuil de l'instabilité ou s'il dispose d'une marge de sécurité jugée acceptable. La stabilité des talus et des souterrains excavés dans les massifs rocheux ne sont pas des exceptions à cette règle.

Un calcul adéquat d'un facteur de sécurité (ou coefficient de sécurité) fournit cet information. En théorie, un facteur de sécurité égal à l'unité indique que l'ouvrage est à la limite de la stabilité. Plus le facteur de sécurité est supérieur à l'unité, plus l'ouvrage est sécuritaire quant à sa stabilité. Un facteur de sécurité inférieur à l'unité signifie que l'ouvrage est instable. En pratique, l'ingénieur utilise aussi le facteur de sécurité pour s'assurer qu'il couvre de façon sécuritaire les imprécisions des données et les approximations découlant des hypothèses de calcul. Dans cet esprit, la limite de la stabilité pour l'ingénieur correspond souvent à un facteur de sécurité qui peut être supérieur à l'unité. Dans la suite du document, cette limite est définie par le facteur de sécurité recherché.

Parmi les hypothèses simplificatrices usuelles qui sont énoncées lorsque la stéréographie est utilisée pour procéder aux analyses de stabilité (ces hypothèses sont présentées en détail à la section 5.3.1 du document), il y a celles qui stipulent que la résistance au cisaillement mobilisable le long des discontinuités géologiques est représentée uniquement par un angle de frottement. Donc, dans la suite de cette section du chapitre 5, ces hypothèses sont aussi acceptées. Retenons toutefois que le chapitre 6 du présent ouvrage propose des moyens d'aller au-delà des limitations découlant de ces hypothèses.

5.2.2. Le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation

La figure 38a montre un tétraèdre découpé à la paroi d'une excavation souterraine et qui est complètement exposé. Le cas d'un tétraèdre découpé à la paroi d'un talus pourrait aussi être pris en exemple. Acceptons que l'analyse de stabilité ait démontré que le mode d'instabilité potentielle est une chute précédée d'un glissement sur le plan A. La figure 38b est une section verticale contenant la ligne de pendage du plan en cause, sur laquelle on montre la force W représentant le poids propre du tétraèdre, la composante normale W_n à la ligne de pendage ainsi que la composante parallèle W_t à la ligne de pendage. Si θ est le pendage du plan de glissement, on peut écrire:

$$W_t = W \sin \theta \quad (31)$$

et

$$W_n = W \cos \theta \quad (32)$$

En acceptant que le facteur de sécurité contre le glissement est, par définition:

$$FSG = \frac{\text{forces qui résistent}}{\text{forces qui agissent}} \quad (33)$$

on peut écrire, si la résistance au cisaillement mobilisable le long du plan de glissement peut être caractérisé par l'angle ϕ :

$$FSG = \frac{W_n \tan \phi}{W_t} \quad (34)$$

ou encore, en utilisant les équations 31 et 32:

Remarque – Si le concepteur a des raisons de croire que le processus d’instabilité peut être progressif, il est alors justifié d’utiliser l’angle de frottement résiduel dans l’équation 35 (voir la figure 23 de la section 4.1.2).

$$FSG = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (35)$$

Exemple 5.2.2A - Si le pendage du plan de la figure 38b est 32° et si l'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long de ce plan est 38°, le facteur de sécurité contre le glissement est, d'après l'équation 35:

$$FSG = \frac{\tan 38^\circ}{\tan 32^\circ} = 1,25$$

et le tétraèdre est théoriquement stable. En pratique, l'ingénieur doit comparer le facteur de sécurité contre le glissement (FSG) calculé à l'aide de l'équation 35 au facteur de sécurité contre le glissement recherché (FSG_r). Si, par exemple, le FSG_r choisi par l'ingénieur est 1,30, il doit conclure à l'existence d'un facteur de sécurité insuffisant.

Si dans le présent exemple, l'angle de la résistance au cisaillement mobilisable le long du plan n'était que 28°, l'équation 35 donnerait comme facteur de sécurité contre le glissement:

$$FSG = \frac{\tan 28^\circ}{\tan 32^\circ} = 0,85$$

et on doit conclure qu'il y aurait instabilité du tétraèdre lorsque l'excavation serait réalisée.

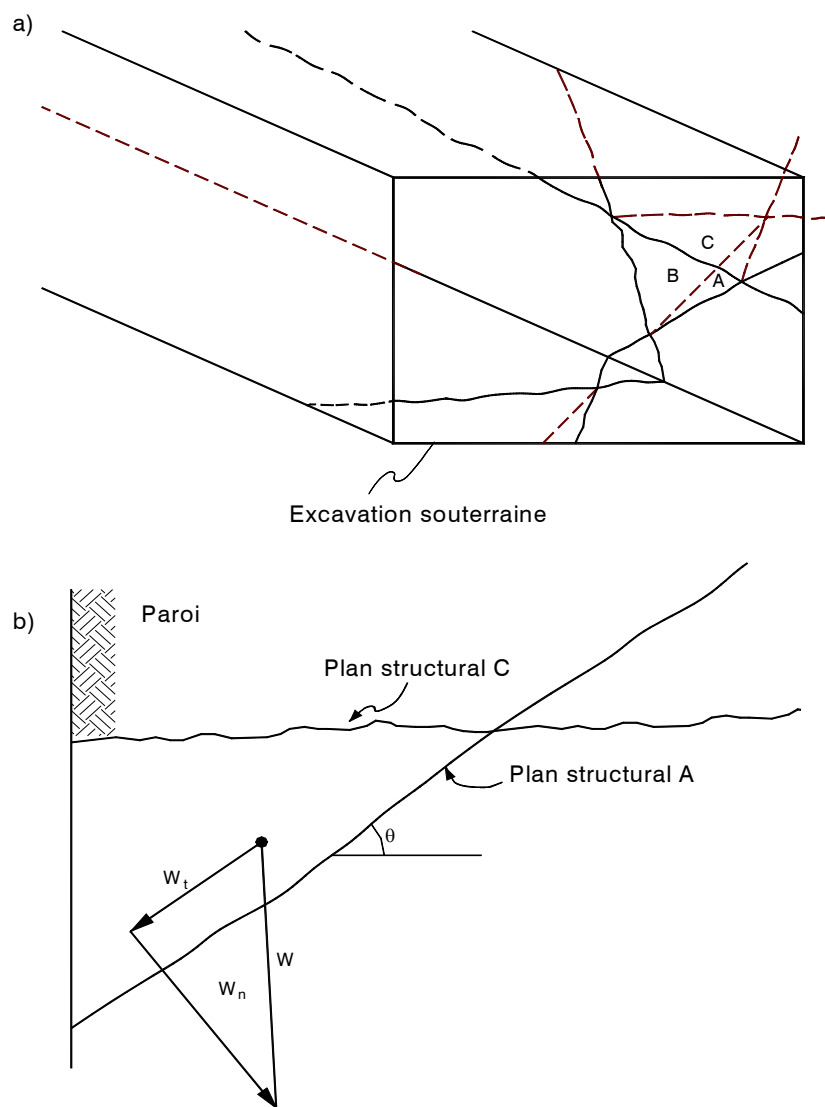


Figure 38 – Formulation de l'équation du facteur de sécurité contre le glissement sur un plan. (a) : Tétraèdre complètement exposé, formé par trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un parement de voie horizontale et dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation. (b) : Section verticale contenant la ligne de pendage du plan de glissement.

5.2.3. Le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation

A) Les deux plans ont le même angle de résistance au cisaillement mobilisable

Cette section du document emprunte ses grandes lignes à Hoek et Bray (1974). La figure 39a montre un tétraèdre découpé à la paroi d'un talus qui est complètement exposé. Le cas d'une excavation souterraine pourrait aussi être pris en exemple. Acceptons que l'analyse de stabilité a démontré que le mode d'instabilité potentielle est la chute précédé d'un glissement sur les plans structuraux A et B. La figure 39b est une section verticale contenant la droite d'intersection des plans A et B sur laquelle on montre la force W représentant le poids propre du tétraèdre ainsi que les composantes normale W_n et tangentielle W_t à la droite d'intersection qui constitue la direction du glissement. Si θ est la plongée de la droite d'intersection, on peut écrire:

$$W_t = W \sin \theta \quad (36)$$

et

$$W_n = W \cos \theta \quad (37)$$

La figure 39c montre une section perpendiculaire à la droite d'intersection des plans structuraux A et B. Par convention, le plan A est le plan structural possédant le plus petit pendage (si les pendages des plans structuraux sont identiques, le plan A peut être l'un ou l'autre des deux plans). R_A et R_B sont les réactions à la composante normale du poids (W_n) à la droite d'intersection suivant les plans A et B respectivement. Soit le référentiel cartésien xy contenu dans la section; les conditions d'équilibre donnent:

$$\sum F_x = R_B \sin \alpha - R_A \sin \beta = 0 \quad (38)$$

et

$$\sum F_y = R_B \cos \alpha + R_A \cos \beta - W \cos \theta = 0 \quad (39)$$

où les angles α et β sont définis à la figure 39c.

Après quelques transformations algébriques, les équations 38 et 39 mènent à:

$$R_A = \frac{W \cos \theta \sin \alpha}{\cos \alpha \sin \beta + \sin \alpha \cos \beta} \quad (40)$$

et

$$R_B = \frac{W \cos \theta \sin \beta}{\cos \alpha \sin \beta + \sin \alpha \cos \beta} \quad (41)$$

d'où

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \theta (\sin \alpha + \sin \beta)}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (42)$$

Soit ξ l'angle dièdre des plans structuraux A et B; cet angle apparaît en vraie grandeur à la figure 39c puisque que la section montrée est perpendiculaire à la droite d'intersection de ces deux plans. L'angle κ montré sur cette même figure est l'angle que fait le plan bissecteur de l'angle dièdre formé par les plans A et B et l'horizontale. Cet angle doit toujours être mesuré du côté du plan A. Le plan bissecteur est montré par la ligne tiretée à la figure 39c. Notons que l'angle κ apparaît aussi en vraie grandeur. La géométrie de cette figure permet d'écrire:

$$\beta = \kappa - \xi / 2 \quad (43)$$

et

$$\alpha = 180^\circ - (\kappa + \xi / 2) \quad (44)$$

Tirant profit des relations trigonométriques, on trouve facilement que:

$$\sin \alpha + \sin \beta = 2 \sin \kappa \cos(\xi / 2) \quad (45)$$

et

$$\sin(\alpha + \beta) = \sin \xi = 2 \sin(\xi / 2) \cos(\xi / 2) \quad (46)$$

L'équation 42 devient, en y substituant les relations définies par les équations 45 et 46:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \theta \sin \kappa}{\sin(\xi / 2)} \quad (47)$$

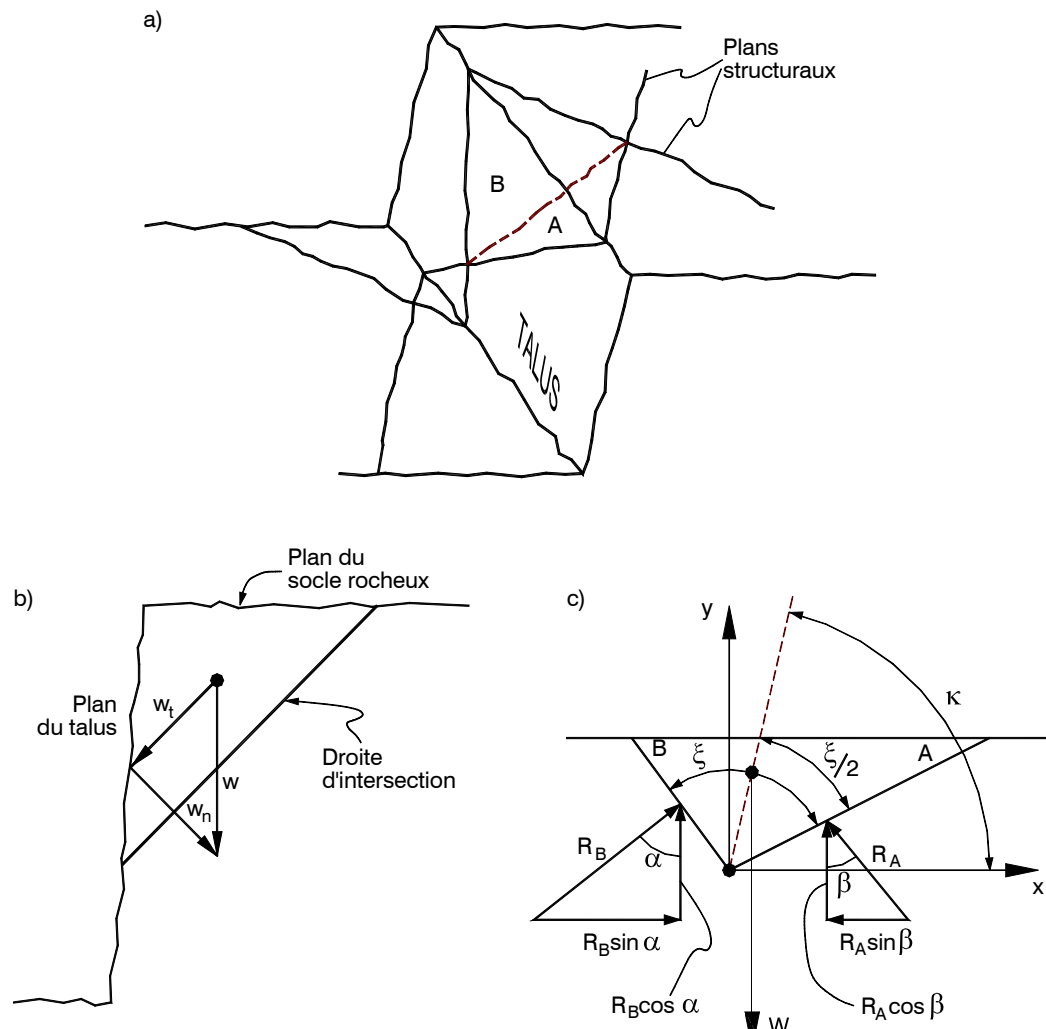


Figure 39 – Formulation de l'équation du facteur de sécurité contre le glissement sur deux plans. (a) : Tétraèdre complètement exposé, formé par deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus et dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation. (b) : Section verticale contenant la droite d'intersection des deux plans de glissement. (c) : Section normale à la droite d'intersection des deux plans de glissement, l'observateur faisant face à la paroi de l'excavation.

La définition du facteur de sécurité contre le glissement répondant toujours à l'équation 33, on peut écrire, si φ est l'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans de glissement:

$$FSG = \frac{R_A \tan \varphi + R_B \tan \varphi}{W \sin \theta} \quad (48)$$

ou, en y combinant l'équation 47 :

$$FSG = \frac{W \cos \theta \sin \kappa}{\sin(\xi/2)} \times \frac{\tan \varphi}{W \sin \theta} \quad (49)$$

c'est-à-dire:

$$FSG = \frac{\sin \kappa \tan \varphi}{\sin(\xi/2) \tan \theta} \quad (50)$$

Les grandeurs des angles ξ et κ s'obtiennent facilement du calque d'analyse de stabilité sur lequel on doit obligatoirement porter, entre autres, les deux plans structuraux. La figure 40 représente le calque d'analyse de stabilité partiellement complété sur lequel on retrouve les plans structuraux A et B. Le pôle de la droite d'intersection de ces deux plans est C. Sur ce calque, l'angle dièdre ξ est obtenu par la méthode du plan normal D (voir la section 3.4.4). Les pôles E et F sont les droites d'intersection du plan D avec les plans A et B; l'angle ξ se mesure entre les pôles E et F sur le méridien du plan D. Le pôle H est la droite d'intersection du plan D et du plan horizontal, du côté du plan structural A. Soit G, le pôle de la droite d'intersection du plan D et du plan bisecteur de l'angle dièdre formé par les plans structuraux A et B. Le pôle G se situe au centre de l'arc de cercle entre E et F. L'angle κ est défini par les pôles des droites G et H et se mesure sur le méridien du plan D. Notons que les plus anciennes éditions du livre de Hoek et Bray (1974) comportent une erreur dans la mesure de l'angle κ .

Exceptionnellement, lorsque les deux plans de glissement ont le même angle de résistance au cisaillement mobilisable, l'angle κ peut être mesuré indifféremment d'un côté ou de l'autre du plan bisecteur car c'est le sinus de cet angle qui apparaît dans l'équation 50 et que le sinus d'un angle et le sinus de son supplément sont égaux

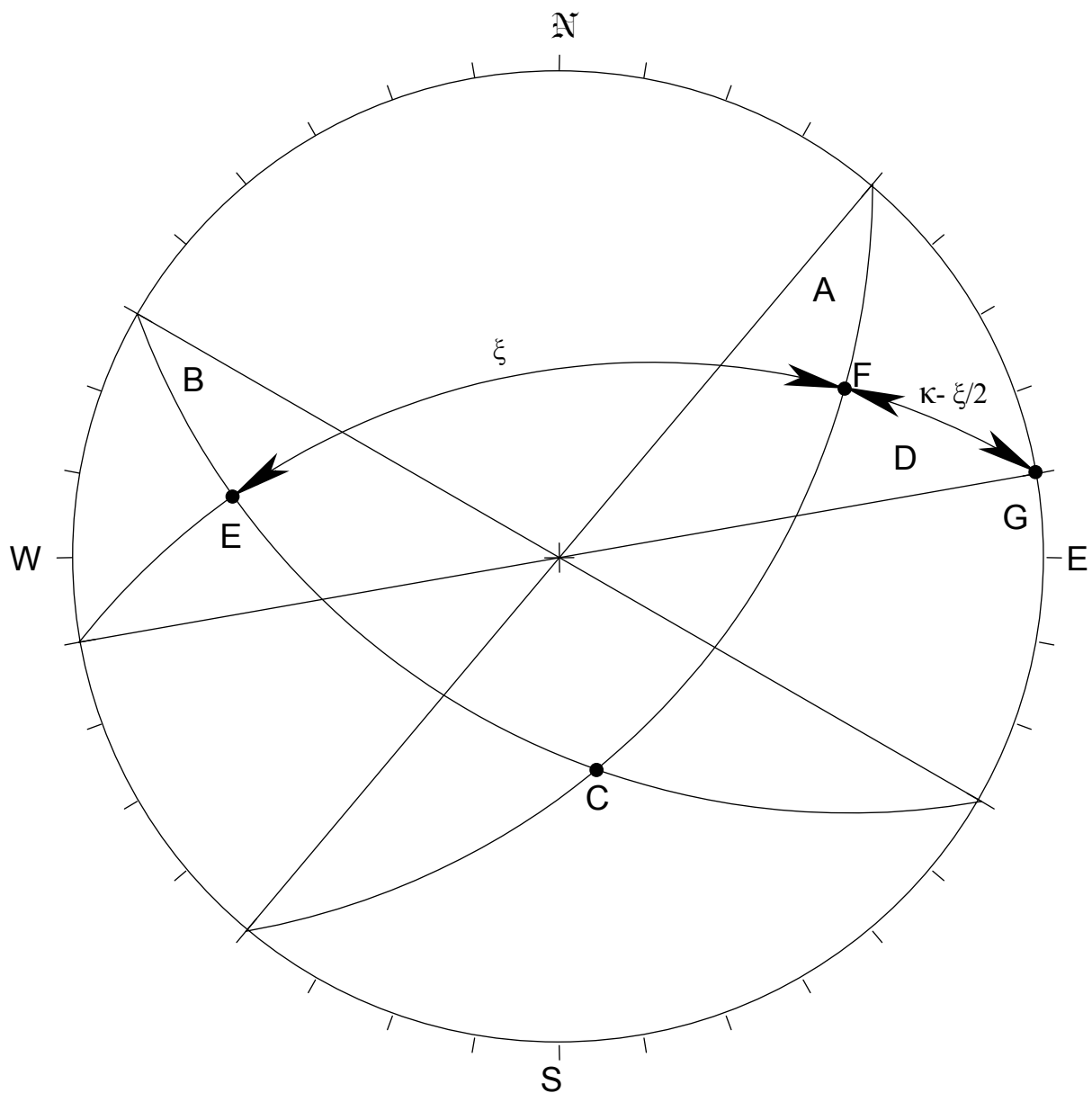


Figure 40 - Calque produit en projection stéréographique méridienne montrant la détermination des grandeurs des angles ξ et κ requises pour le calcul du facteur de sécurité contre le glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.2.3A).

Exemple 5.2.3A - Admettons, dans le cas du calque de la figure 40, que le mode d'instabilité potentielle est la chute précédée d'un glissement sur les deux plans structuraux dont les paramètres d'orientation sont A[40°, 50°] et B[120°, 50°]. Ce calque donne un angle ξ de 121°, un angle κ de 90°, et une plongée pour la droite d'intersection de 42°. D'après l'équation 50, le facteur de sécurité contre le glissement est:

$$FSG = \frac{\sin 90^\circ \tan 25^\circ}{\sin 60,5^\circ \tan 42^\circ} = 0,59$$

si l'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux est 25°. On doit alors conclure à l'instabilité.

Toutefois, si on considère que l'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long de ces derniers est 39°, l'équation 50 donne comme facteur de sécurité contre le glissement:

$$FSG = \frac{\sin 90^\circ \tan 39^\circ}{\sin 60,5^\circ \tan 42^\circ} = 1,03$$

Le tétraèdre est alors théoriquement stable. En pratique, l'ingénieur doit comparer le facteur de sécurité contre le glissement (FSG) calculé à l'aide de l'équation 50 au facteur de sécurité contre le glissement recherché (FSG_r). Si, par exemple, le FSG_r choisi par l'ingénieur est 1,30, il doit conclure à l'existence d'un facteur de sécurité insuffisant.

B) Les deux plans ont des angles de résistance au cisaillement mobilisable différents

Soit φ_A et φ_B les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans de glissement A et B. On rappelle que la convention veut que le plan A soit celui qui montre le plus petit pendage et que l'angle κ se mesure de ce côté. En considérant d'une part les équations 38 et 39 et, d'autre part, les relations trigonométriques rendues par les équations 43 et 44, l'équation 33 conduit à:

$$FSG = \frac{\sin(\kappa + \xi / 2) \tan \varphi_A + \sin(\kappa - \xi / 2) \tan \varphi_B}{\sin \xi \tan \theta} \quad (51)$$

Les grandeurs des angles ξ et κ s'obtiennent comme dans le cas dans lequel les angles de résistance au cisaillement sont les mêmes pour les deux plans.

Exemple 5.2.3B - Si dans l'exemple 5.2.3A, les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans de glissement sont plutôt 25° et 39° pour les plans A et B respectivement, le facteur de sécurité contre le glissement défini par l'équation 51 est:

$$FSG = \frac{\sin 150,5^\circ \tan 25^\circ + \sin 29,5^\circ \tan 39^\circ}{\sin 121^\circ \tan 42^\circ} = 0,81$$

Il y aurait donc instabilité.

Remarque – Lorsque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation, si le concepteur a des raisons de croire que le processus d'instabilité peut être progressif, il est alors justifié d'utiliser l'équation 50 et d'y introduire l'angle de résistance résiduelle mobilisable (voir la figure 23 de la section 4.1.2).

5.2.4. Les chutes dans l'excavation sans glissement préalable

À la section 5.1.2C, il a été écrit que l'un des modes d'instabilité qui peut se présenter lorsque les tétraèdres sont découpés au toit ou à l'éponte supérieure d'une excavation souterraine, est la chute sans glissement préalable. Compte tenu des hypothèses qui font que la résistance le long des discontinuités géologiques est représentée uniquement par un angle de frottement, il n'y a pas lieu, avec ce mode d'instabilité, de procéder au calcul d'un facteur de sécurité contre le glissement. Il faut donc admettre que si les relations angulaires sont vérifiées pour qu'il y ait chute dans l'excavation sans glissement préalable, il y a instabilité à tous les coups.

La section 6.4.5 du présent ouvrage montre comment l'ingénieur peut calculer un facteur de sécurité contre la chute lorsque les plans structuraux qui découpent le tétraèdre possèdent une résistance au cisaillement mobilisable qui comporte une cohésion. Cette dernière génère une résistance en tension qui fait que même si les relations angulaires satisfont les conditions de chute sans glissement préalable, le tétraèdre peut être stable et posséder un facteur de sécurité contre la chute égal ou supérieur à celui recherché.

5.3. Les analyses de stabilité

5.3.1. Les hypothèses usuelles

Conventionnellement, les analyses de stabilité par stéréographie font appel aux hypothèses simplificatrices suivantes:

- i) Les discontinuités géologiques impliquées dans la formation des tétraèdres sont continues et s'étendent au-delà des parois des excavations.
- ii) Les discontinuités géologiques qui forment les tétraèdres avec les plans des parois des excavations se rencontrent au-delà des parois des excavations.
- iii) Les dimensions des parois des excavations et celles des tétraèdres sont telles que ces derniers sont toujours complètement exposés.
- iv) Les discontinuités géologiques et les parois des excavations sont des plans dont les paramètres d'orientation sont connus.
- v) Les discontinuités géologiques ne montrent pas de cohésion.
- vi) La résistance au cisaillement mobilisable le long des discontinuités géologiques peut être représentée par un angle de frottement constant (indépendant de la contrainte normale au plan de cisaillement).
- vii) Les effets des contraintes préalables sont complètement négligés; seul le poids propre des blocs impliqués dans les analyses de stabilité est considéré.
- viii) Il n'y a pas de pressions hydrauliques ni de forces hydrostatiques le long des discontinuités.
- ix) Il n'y a pas de secousses sismiques.

Le présent document ne fait pas exception, en ce sens que ces hypothèses sont d'abord acceptées. Puis, après la présentation des procédures d'analyse de stabilité, des éléments de généralisation sont proposées qui font que certaines de ces hypothèses ne tiennent plus. Ils constituent le chapitre 6 du présent ouvrage.

5.3.2. Les talus

Les deux modes d'instabilité des tétraèdres découpés par des discontinuités géologiques à proximité d'un talus considérés dans le présent document ont été présentés à la section 5.1.2B. La procédure à suivre pour le mode impliquant un glissement du tétraèdre sur l'une de ses faces porteuses que sont les plans structuraux, glissement suivi d'une chute dans l'excavation, est présentée d'abord,

puis celle à suivre pour le mode impliquant un glissement du tétraèdre sur les deux faces porteuses préalable à une chute dans l'excavation suit. L'ordre aurait pu être inversé.

S'il est trouvé que le premier mode d'instabilité potentielle est impossible, il faut conclure que l'instabilité potentielle se ferait suivant le second mode et, en principe, procéder à la seconde analyse n'est donc pas nécessaire. S'il est trouvé que le premier mode d'instabilité potentielle est possible, il faut conclure que l'instabilité selon le second mode est impossible et procéder à la seconde analyse est en principe inutile. Mais, si l'ingénieur désire s'assurer qu'il a bien fait la première analyse, il aura avantage à confirmer sa conclusion en procédant à l'analyse de stabilité pour le deuxième mode.

Le mode d'instabilité potentielle étant établi, il faut calculer le facteur de sécurité contre le glissement avec l'équation appropriée et juger si ce facteur de sécurité est acceptable ou non. Si ce dernier est jugé inacceptable, le calcul d'un ancrage est l'une des alternatives qui s'offrent à l'ingénieur. Il en est question à la section 6.6.

Il arrive souvent que l'obtention des paramètres d'orientation de certains plans des tétraèdres requis pour procéder aux analyses de stabilité pose problème. La section 6.3.3 propose des méthodes d'obtention de ces paramètres lorsque pour une raison ou pour une autre ils ne peuvent pas être obtenus par mesures directes.

Il a été écrit, à la section 5.1.1, qu'en l'absence de renseignements sur les dimensions du tétraèdre, il faut supposer qu'il sera exposé en totalité suite à l'exécution de l'excavation. Il faut retenir toutefois, advenant que la direction d'un des plans structuraux s'approche de celle du plan du talus, seules les excavations de très grandes dimensions rendront le tétraèdre complètement exposé. À la limite, dans le cas d'un parallélisme entre ces directions, le tétraèdre ne sera jamais totalement exposé. Étant donné la nature de la stéréographie, les procédures qui suivent permettent néanmoins de statuer sur le mode d'instabilité potentielle.

A) Le glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un talus par deux plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de deux plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité par projection stéréographique méridienne, quant au glissement de ce tétraèdre sur un des deux plans structuraux préalablement à sa chute dans l'excavation, implique les étapes qui sont présentées ci-après (voir le calque de la figure 41 et l'exemple 5.3.2A qui suit la description de la procédure).

a) Portez sur le calque les données du problème:

- i) représentez cyclographiquement le plan de la surface du socle rocheux;
 - ii) représentez cyclographiquement le plan du talus;
 - iii) représentez cyclographiquement les deux plans structuraux;
 - iv) représentez les lignes de pendage des plans structuraux (P_1 et P_2).
- b) Déterminez la droite d'intersection des deux plans structuraux (pôle A).
- c) Vérifiez si la droite d'intersection « perce » le plan du talus, c'est-à-dire, que la droite dont le pôle est A plonge vers le plan du talus et que sa plongée est plus petite que le pendage apparent du plan du talus mesuré dans la direction de la droite A (voir la NOTE 1):
- Si non, c'est que l'ensemble des plans portés sur le calque ne forme pas de tétraèdre; arrêtez l'analyse.
 - Si oui, l'ensemble des plans portés sur le calque peut former un tétraèdre; poursuivez l'analyse.

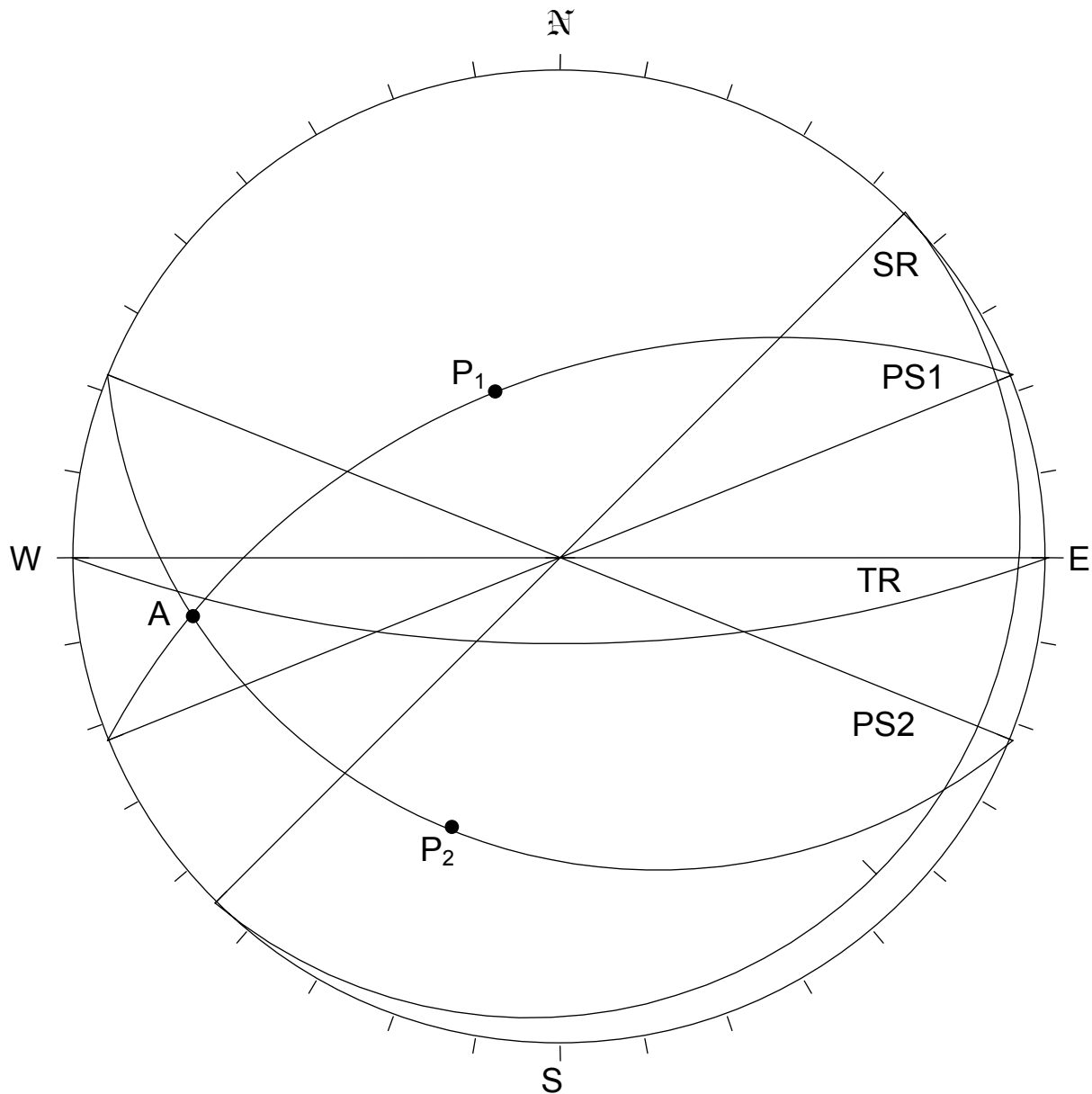


Figure 41 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un talus quant au glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.2A).

NOTE 1 – « Percer » signifie que l'orientation relative du plan du talus et de la droite d'intersection des deux plans structuraux est telle que cette dernière intersecte le plan du talus sous le plan de la surface du socle rocheux. Pour « percer », le pôle de la droite d'intersection doit se situer entre la circonférence d'intersection et le méridien de représentation cyclographique du plan du talus sur le calque de projection, du côté du méridien opposé à celui où se retrouverait le pôle de la normale à ce dernier. La figure 42a illustre schématiquement un tétraèdre, découpé dans un talus, qui a glissé; la section verticale AA, qui contient la droite d'intersection est montrée à la figure 42b. La figure 42c est la même section verticale que la section AA, mais dans l'hémisphère inférieur de la projection stéréographique; on y voit la droite d'intersection et la ligne de pendage apparent du plan du talus. La figure 42d est le calque montrant le plan du talus en représentation cyclographique et le pôle de la droite d'intersection, confirmant la définition donnée.

- d) Vérifiez si la droite d'intersection « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux (voir la NOTE 2):
- Si oui, l'ensemble des plans portés sur le calque forme un tétraèdre; poursuivez l'analyse.
 - Si non, l'ensemble des plans portés sur le calque ne forme pas de tétraèdre; avant d'arrêter l'analyse prenez connaissance de la NOTE 2 qui suit.

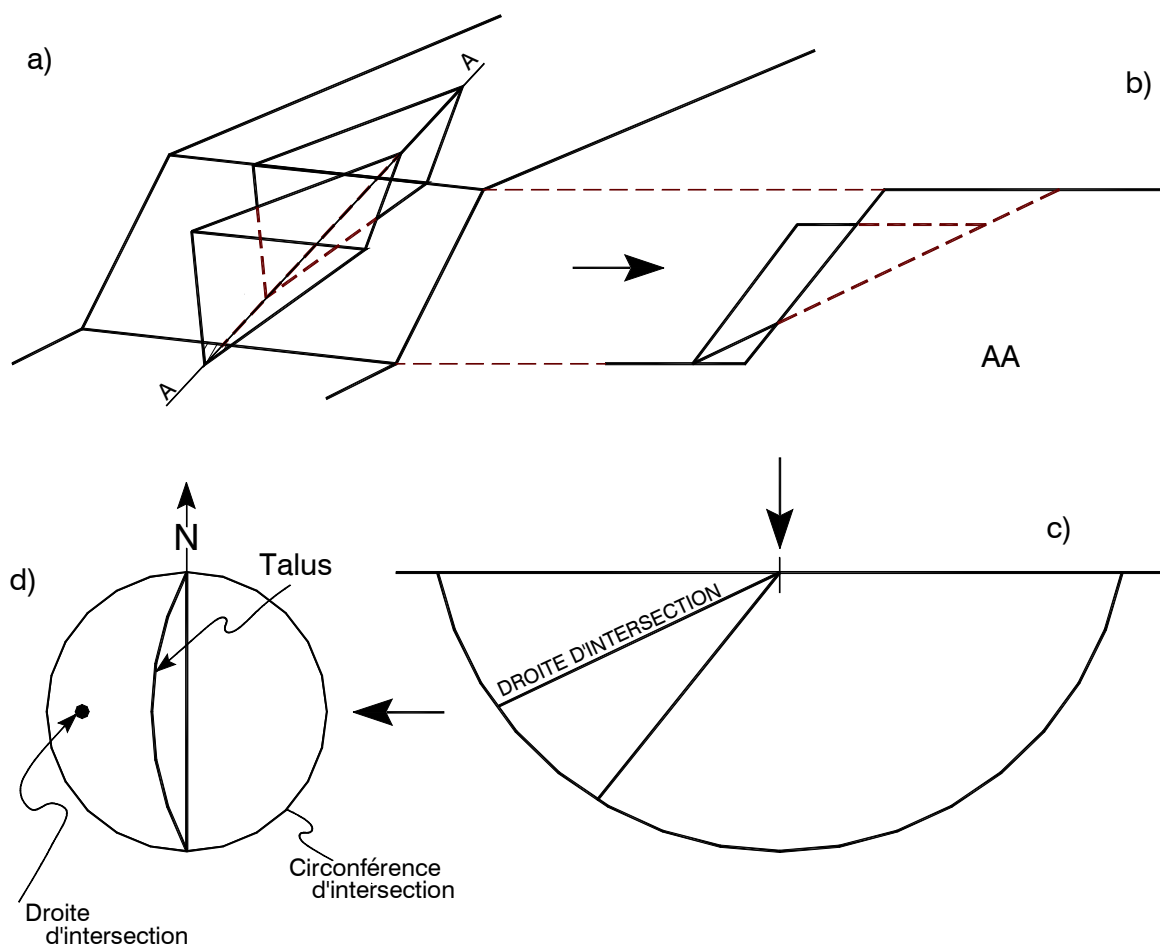


Figure 42 - Illustration d'une droite d'intersection qui « perce » le plan d'un talus dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus – NOTE 1. (a) : Vue du talus et du tétraèdre après glissement. (b) : Section verticale du talus contenant la droite d'intersection. (c) : Section verticale correspondant à la section en (b) dans l'hémisphère de référence montrant la droite d'intersection et la ligne de pendage apparent du plan du talus. (d) : Calque produit en

projection stéréographique méridienne montrant la position relative de la trace du plan du talus et celle de la droite d'intersection qui le « perce ».

NOTE 2 – « Rencontrer » signifie que l'orientation relative du plan de la surface du socle rocheux et de la droite d'intersection est telle que cette dernière l'intersecte. Pour « rencontrer » un plan donné, le pôle d'une droite doit se situer sur le calque entre la circonférence d'intersection et le méridien représentant la trace de ce plan, du côté où se retrouverait le pôle de sa normale. L'orientation du plan de la surface du socle rocheux qui est fournie pour une analyse de stabilité de talus peut entraîner la situation montrée en section à la figure 43a. La droite d'intersection « perce » le plan du talus mais elle ne « rencontre » pas le plan de la surface du socle rocheux et il n'y a pas de tétraèdre de formé. Le calque correspondant à cette situation est montré à la figure 43b; pour « rencontrer » le plan du socle rocheux tout en « perçant » le plan du talus, le pôle de la droite d'intersection doit se situer entre le méridien de représentation cyclographique du plan du socle rocheux et le méridien de représentation cyclographique du plan du talus. **De l'avis des auteurs, une telle situation ne devrait pas se présenter en pratique.** En effet, la surface du socle rocheux ne peut pas suivre indéfiniment la pente montrée à la figure 43a; il viendra une élévation à laquelle la pente s'amenuisera (le sommet de la montagne éventuellement). Il faut donc conclure que la situation qui fait que l'on réponde non à l'étape (d) découle d'une mauvaise évaluation sur le terrain de l'attitude du plan de la surface du socle rocheux à introduire dans l'analyse. La section montrée à la figure 43c est plus réaliste, la partie ombragée représentant la portion manquante du tétraèdre qu'entraîne l'attitude particulière du plan de la surface du socle rocheux. L'analyse se fait alors comme si le tétraèdre était complet. Le calque de la figure 43d, qui correspond à la situation illustrée à la figure 43c, montre que la droite d'intersection « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux.

- e) Vérifiez si au moins une des lignes de pendage (P_1 ou P_2) « percent » le plan du talus (voir la NOTE 1):
 - Si aucune des lignes de pendage ne « perce », le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est impossible. Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g) de la section 5.3.2B.
 - Si au moins une des ligne de pendage « perce », le mode d'instabilité potentiel impliquant le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est possible; poursuivez l'analyse.
- f) Vérifiez si une des lignes de pendage qui « percent » est « dégagée » (voir la NOTE 3):

- Si non, le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est impossible. Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g), section 5.3.2B.
- Si oui, le mode d'instabilité potentielle du tétraèdre est le glissement sur un plan préalablement à une chute; poursuivez l'analyse.

NOTE 3 - Pour qu'une ligne de pendage soit « dégagée », il faut qu'elle soit située devant la droite d'intersection, l'observateur faisant face au talus. En d'autres mots, pour que la ligne de pendage du plan PS2 de la figure 44 soit « dégagée », il faut qu'elle soit comprise dans l'angle A-S2; A est la droite d'intersection des plans structuraux PS1 et PS2 alors que S2 est la droite d'intersection du plan de la surface du socle rocheux et du plan structural PS2. De même, dans le cas du plan PS1, il faut que la ligne de pendage soit comprise dans l'angle A-S1, S1 étant la droite d'intersection du plan de la surface du socle rocheux et du plan structural PS1. Dans le cas de la figure 44, si on accepte que la flèche représente la ligne de pendage du plan structural PS1, cette dernière est alors « dégagée ». On pourrait démontrer que seule une des deux lignes de pendage peut être dégagée.

- g) Calculez FSG en utilisant l'équation 35. Dans cette équation, l'angle θ est le pendage du plan dont la ligne de pendage « perce » et est « dégagée »;
- Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
 - Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est insuffisante pour atteindre le facteur de sécurité recherché.

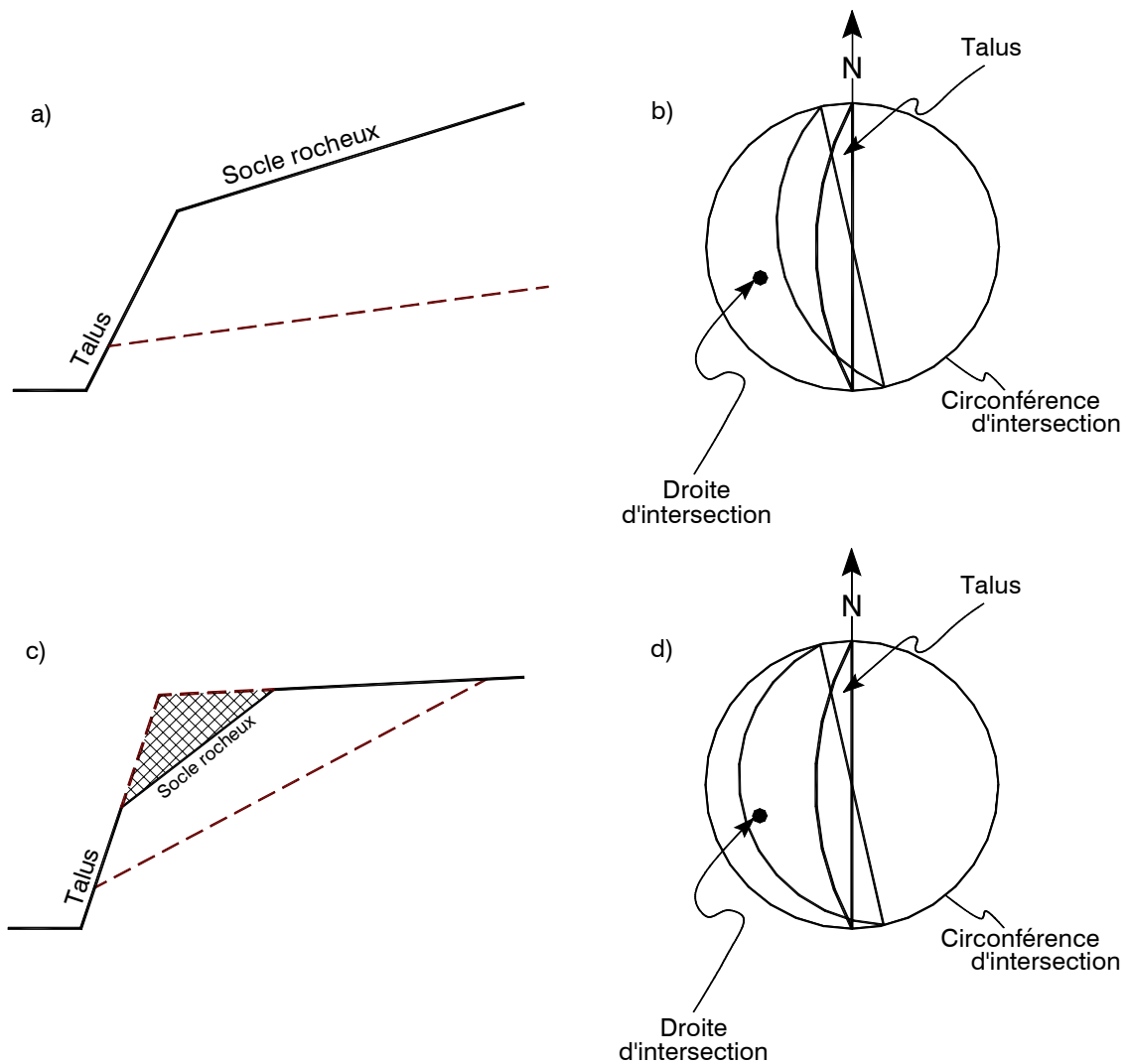


Figure 43 - Illustration d'une droite d'intersection qui « perce » le plan d'un talus et qui « rencontre » ou non le plan de la surface du socle rocheux dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus – NOTE 2. (a) : Section verticale montrant une droite d'intersection qui « perce » le plan du talus mais qui ne « rencontre » pas le plan de la surface du socle rocheux. (b) : Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant à (a). (c) : Section verticale montrant une droite d'intersection qui « perce » le plan du talus et qui

« rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. (d) Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant à (c).

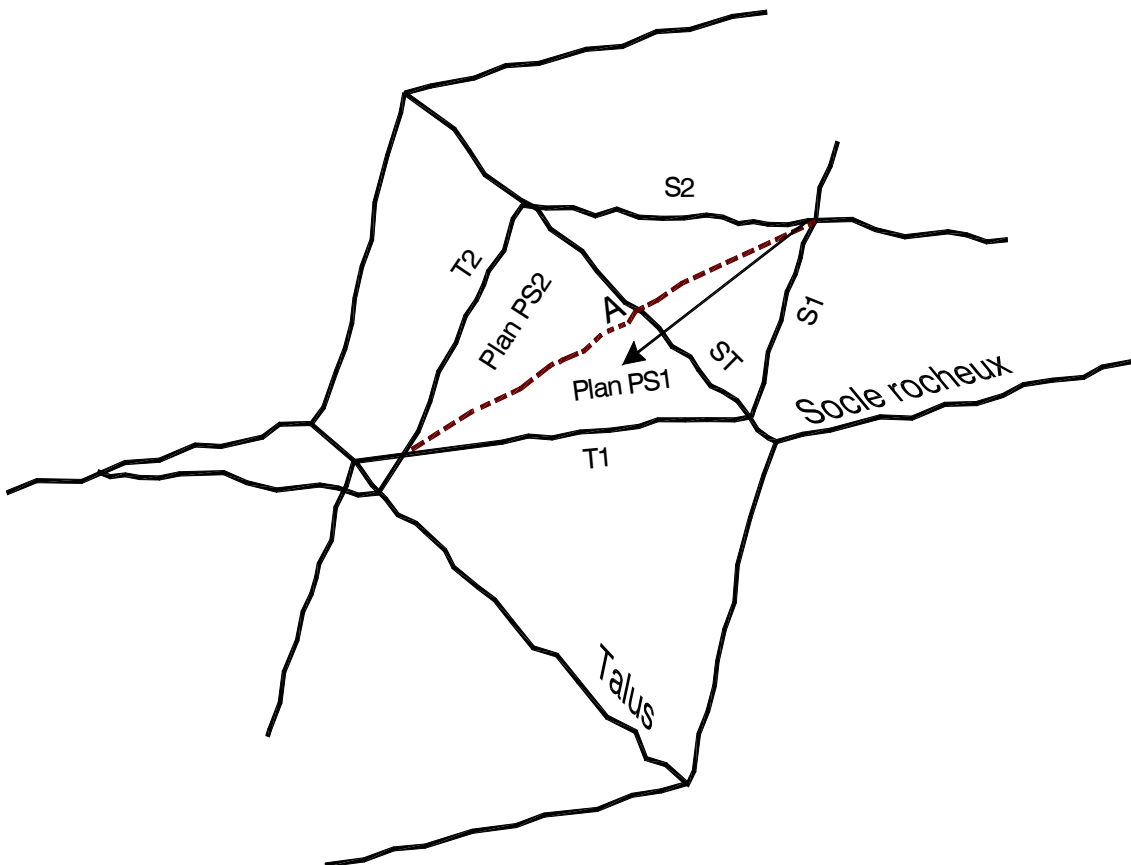


Figure 44 - Illustration d'une ligne de pendage « dégagée » dans le cas d'une analyse de stabilité d'un talus. La droite comportant une tête de flèche est la ligne de pendage du plan structural PS1 - NOTE 3.

Exemple 5.3.2A - Vous connaissez l'existence de deux failles sur un site donné: PS1[248°, 50°] et PS2[112°, 28°]. Vous devez découper un talus [90°, 70°] près de leur rencontre. On vous demande de déterminer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre qui est éventuellement formé. L'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long de ces derniers est 25°. La surface du socle rocheux peut être représentée par le plan [45°, 5°].

Le calque de la figure 41 constitue la vérification demandée. Remarquez que la droite d'intersection des deux plans structuraux « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux; un tétraèdre est donc formé. Toutefois, seule la ligne de pendage de la faille PS2, P₂, « perce »; elle est « dégagée ». Donc, le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS2 préalablement à une chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité contre le glissement est alors, d'après l'équation 35, en prenant le pendage de la faille PS2 comme valeur de l'angle θ :

$$FSG = \frac{\tan 25^\circ}{\tan 28^\circ} = 0,88$$

Puisque le facteur de sécurité calculé est inférieur à l'unité, les relations angulaires des plans impliquées dans l'exemple sont donc telles qu'elles entraîneraient l'instabilité si l'excavation est réalisée tel que prévue initialement. L'ingénieur doit modifier sa conception. Les modifications qui s'offrent à lui sont discutées ultérieurement.

Exemple 5.3.2B - Deux failles, PS1[80°, 40°] et PS2[170°, 70°], se rencontrent près de l'endroit où on prévoit tailler un talus vertical. Les paramètres d'orientation du talus sont [50°, 90°] et l'excavation se situera du côté sud de ce dernier. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre éventuellement formé. Le plan du socle rocheux a [10°, 20°] comme paramètres d'orientation et l'angle de résistance au cisaillement mobilisable à considérer dans le calcul du facteur de sécurité est 45°.

Cette vérification est faite sur le calque de la figure 45. La droite d'intersection A des deux plans structuraux « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux; un tétraèdre est donc formé. La ligne de pendage P₁ (PS1) est la seule à « percer ». Puisque que cette ligne est « dégagée », le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan de la faille PS1. Le facteur de sécurité contre le glissement s'obtient de l'équation 35 en prenant comme angle θ le pendage de la faille PS1:

$$FSG = \frac{\tan 45^\circ}{\tan 40^\circ} = 1,19$$

Le facteur de sécurité calculé est supérieur à l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit (s'il recherche par exemple un facteur de sécurité de 1,25) et il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquemment.

B) Le glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un talus par deux plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de deux plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité quant au glissement de ce tétraèdre sur les deux plans structuraux préalablement à une chute, par projection stéréographique méridienne, implique les étapes qui sont présentées ci-après (voir le calque de la figure 46 et l'exemple 5.3.2C qui suit).

- a) Portez sur le calque les données du problème:
 - i) représentez cyclographiquement le plan de la surface du socle rocheux;
 - ii) représentez cyclographiquement le plan du talus;
 - Si non, le mode d'instabilité potentielle du tétraèdre est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation.
- b) Calculez FSG en utilisant l'équation 50 ou 51. L'angle θ apparaissant dans ces équations est ici la plongée de la droite d'intersection des deux plans structuraux;
 - Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par les plans structuraux est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
 - Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par les plans structuraux est insuffisante pour atteindre le facteur de sécurité recherché.

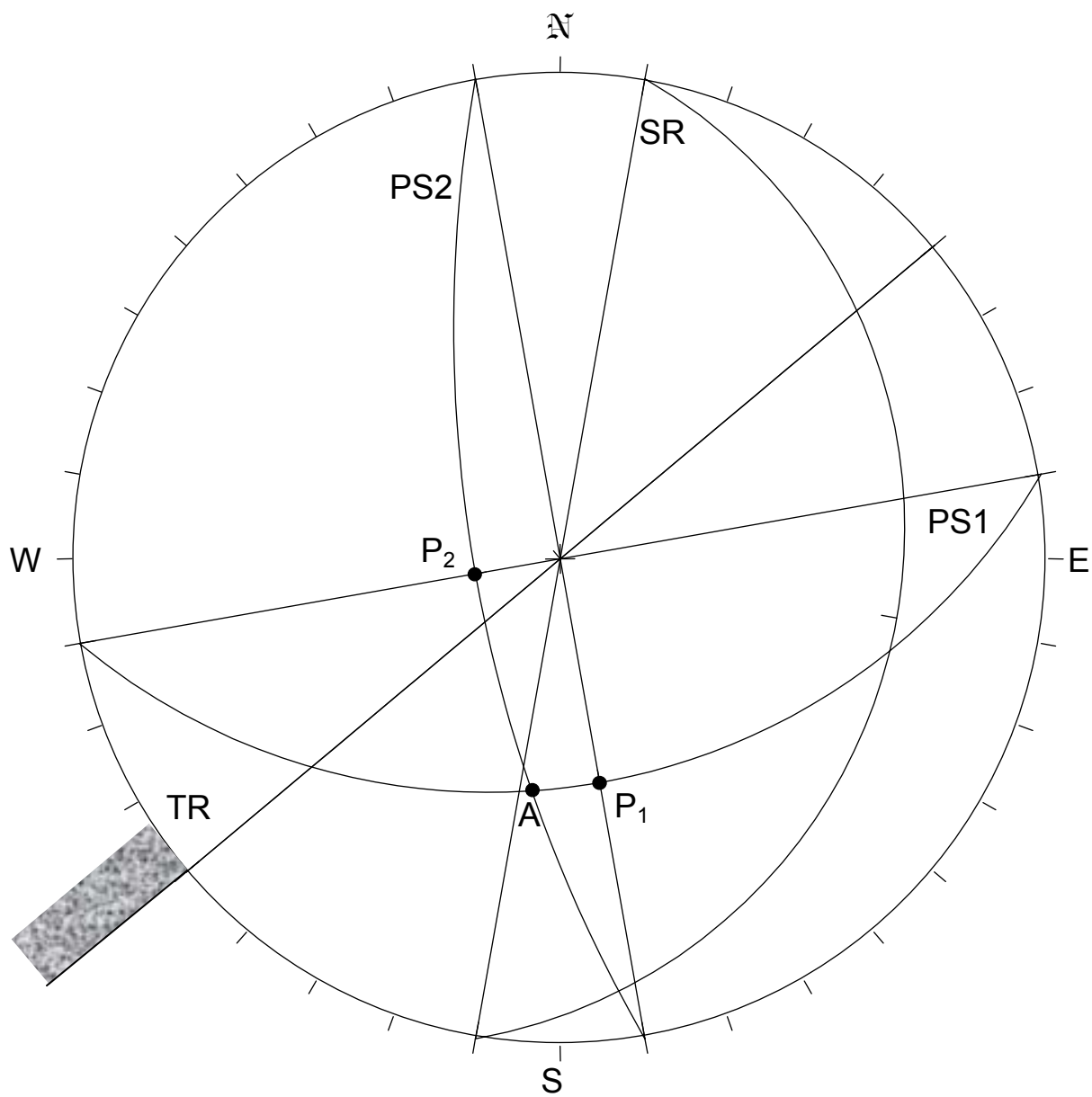


Figure 45 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.2B.

Exemple 5.3.2C - Vous connaissez l'existence de deux failles sur un site donné: PS1[0°, 40°] et PS2[270°, 50°]. On prévoit découper un talus [315°, 70°] près de leur rencontre. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre éventuellement formé. L'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long de ces derniers est 25°. La surface du socle rocheux peut être représentée par le plan [45°, 5°].

Le calque de la figure 46 constitue la vérification demandée. Remarquez que la droite d'intersection des deux plans structuraux « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux; le tétraèdre est donc formé. Les lignes de pendage des failles « percent », mais aucune d'elles n'est « dégagée »; le mode d'instabilité potentielle est donc le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation. Pour le calcul de FSG, il faut utiliser l'équation 50, l'angle de résistance au cisaillement mobilisable étant le même pour les deux plans de glissement; le calque de la figure 46 montre comment la valeur des angles θ (34°), ξ (120°) et κ (98°) s'obtiennent. L'équation donne:

$$FSG = \frac{\sin 98^\circ \tan 25^\circ}{\sin 60^\circ \tan 34^\circ} = 0,79$$

Puisque le facteur de sécurité contre le glissement calculé est inférieur à l'unité, il y aurait instabilité si l'excavation était réalisée telle que prévue initialement.

Exemple 5.3.2D - Suite à une investigation de site, vous prévoyez que la faille PS1[50°, 40°] et la faille PS2[126°, 50°] se rencontrent à proximité d'une excavation à découvert en un endroit où le plan de la surface du socle rocheux a [150°, 30°] pour orientation. Les paramètres d'orientation du talus de l'excavation sont [30°, 80°]. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre éventuellement formé si les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux sont 35° suivant PS1 et 40° suivant PS2.

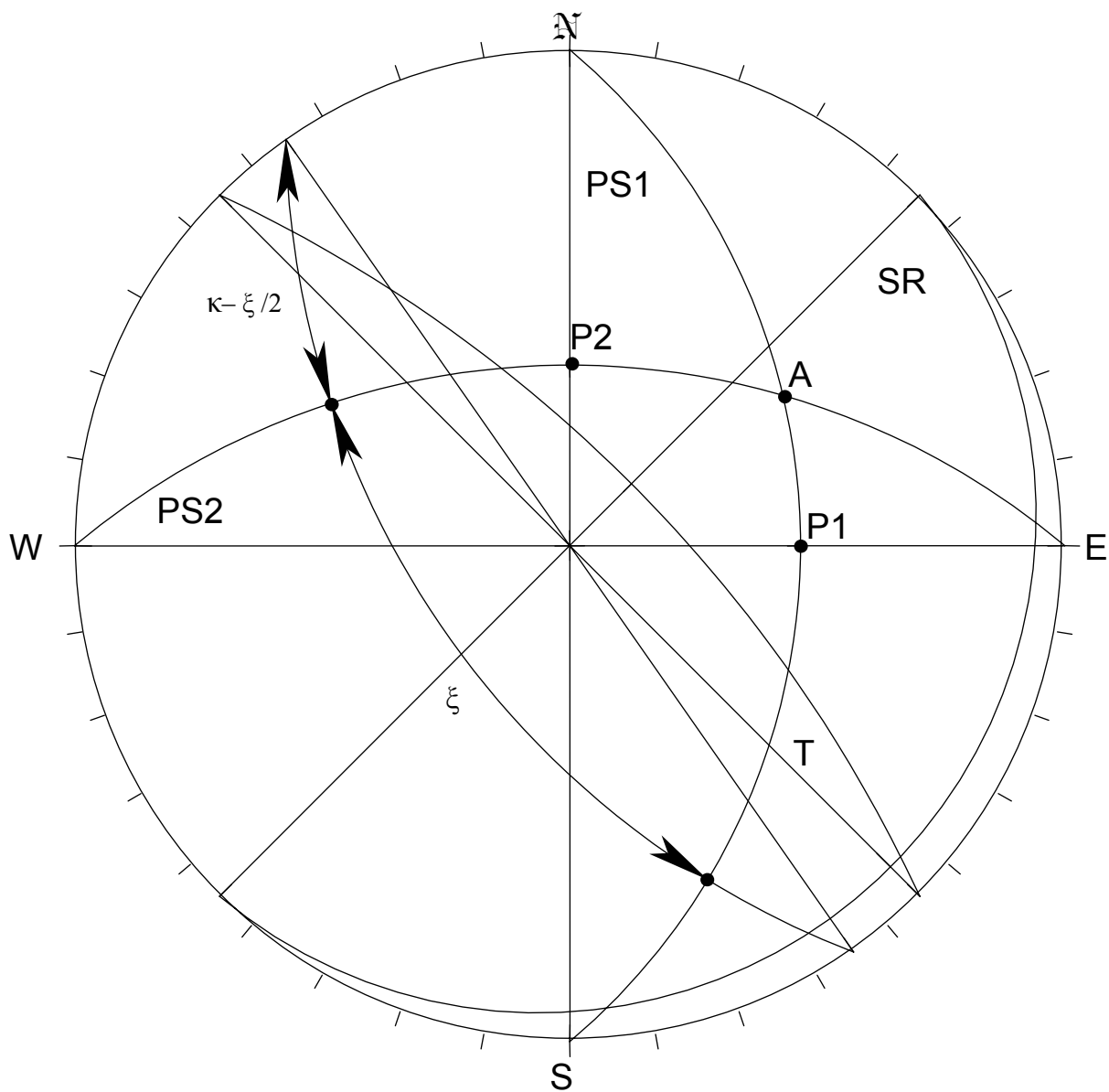


Figure 46 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un talus quant au glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.2C).

La vérification demandée nécessite d'abord de tracer le calque de la figure 47. On peut y constater que la droite d'intersection des deux plans structuraux (pôle A), « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux; il y a donc un tétraèdre de formé. La ligne de pendage P_1 (PS1) est la seule ligne de pendage à « percer » le plan du talus, mais elle n'est pas « dégagée »; le mode d'instabilité potentielle est donc le glissement sur deux plans suivi d'une chute dans l'excavation. Puisque que les angles de résistance au cisaillement mobilisable diffèrent le long des deux plans structuraux, il faut utiliser l'équation 51 pour le calculer le FSG, en considérant que la plongée θ de la droite d'intersection, mesurée sur le calque, est 36° . D'après la convention énoncée à la section 5.2.3B, le plan structural PS1 est celui suivant lequel la résistance au cisaillement mobilisable est l'angle φ_A (35°); il s'ensuit que l'angle φ_B (40°) est la résistance au cisaillement mobilisable sur le plan structural PS2. La valeur des angles ξ (128°) et κ (79°) s'obtiennent aussi du calque. On a donc:

$$FSG = \frac{\sin 143^\circ \tan 35^\circ + \sin 15^\circ \tan 40^\circ}{\sin 128^\circ \tan 36^\circ} = 1,11$$

Le facteur de sécurité calculé est supérieur à l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit (s'il recherche par exemple un facteur de sécurité de 1,25) et il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquentement.

C) Remarques

Toutes choses étant égales, l'orientation du plan du talus a un effet sur le mode d'instabilité. Ainsi dans le cas de l'exemple 5.3.2C, si on postule que le talus a $[10^\circ, 70^\circ]$ comme orientation au lieu de $[315^\circ, 70^\circ]$, l'analyse de stabilité mène à un glissement potentiel sur le plan PS1 (suivant P_1 ; voir la figure 46), le facteur de sécurité contre le glissement étant 0,56. On rappelle que l'exemple 5.3.2C donnait comme mode d'instabilité potentielle un glissement sur les deux plans structuraux, le facteur de sécurité contre le glissement étant 0,79.

Toutes choses étant égales, il est possible de trouver des orientations du plan du talus qui font qu'il n'y a pas de tétraèdre de formé. Si, dans le cas de l'exemple 5.3.2C, le talus était découpé avec une orientation de $[315^\circ, 30^\circ]$, la droite d'intersection des deux plans structuraux ne « percerait » pas le plan du talus et il n'y aurait pas de tétraèdre de formé. De même, un talus dont l'orientation serait $[60^\circ, 70^\circ]$ ferait que la droite d'intersection des deux plans structuraux ne « percerait » pas le plan du talus.

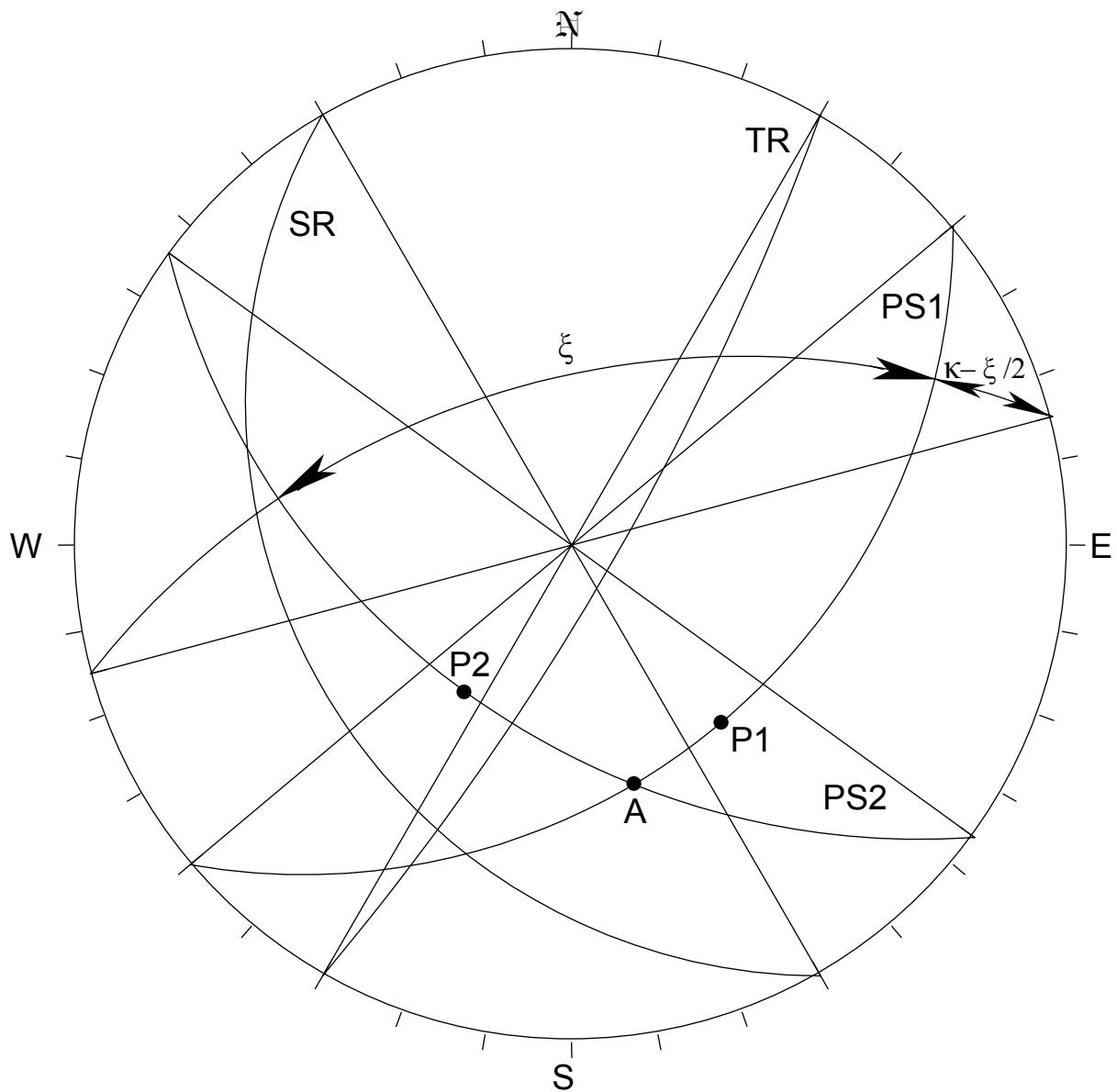


Figure 47 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.2D.

5.3.3. Les excavations souterraines - Les tétraèdres sont découpés au parement ou à l'éponte inférieure

D'après la section 5.1.3C, les tétraèdres découpés par des discontinuités géologiques qui se rencontrent à proximité d'un parement ou d'une éponte inférieure sont caractérisés par deux modes d'instabilité potentielle: chute dans l'excavation précédée d'un glissement sur un plan et chute dans l'excavation précédée d'un glissement sur deux plans. Les plans de glissement sont les plans structuraux, constituant deux des faces des tétraèdres.

La procédure à suivre pour le cas du glissement potentiel d'un tétraèdre sur une face porteuse préalablement à une chute dans l'excavation est présenté d'abord, puis celui du glissement potentiel sur deux faces porteuses suit. L'ordre aurait pu être inversé.

S'il est trouvé que le glissement potentiel suivant un premier mode est impossible, il faut conclure que la chute sera précédée par un glissement potentiel suivant le second mode et procéder à la seconde analyse n'est donc pas nécessaire. S'il est trouvé que la chute sera précédée par un glissement potentiel suivant un premier mode, il faut conclure que le glissement potentiel ne peut pas se faire suivant le second mode et procéder à la seconde analyse est en principe inutile. Mais, si l'ingénieur désire s'assurer qu'il a bien fait la première analyse, il aura avantage à confirmer sa conclusion en procédant à l'analyse pour le deuxième mode d'instabilité potentielle.

Le mode d'instabilité potentielle étant établi, il faut calculer le facteur de sécurité contre le glissement avec l'équation appropriée afin de conclure si ce dernier est égal ou supérieur au facteur de sécurité recherché.

Il est particulièrement fréquent, dans le cas des excavations souterraines, que l'obtention des paramètres d'orientation des plans structuraux formant les tétraèdres pose problème. Des méthodes d'obtention de ces paramètres autres que celles impliquant des mesures directes sont proposées à la section 6.3.4.

A) Le glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un parement ou dans une éponte inférieure d'une excavation souterraine par trois plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de trois plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité, quant au glissement de ce tétraèdre sur un de ces plans préalablement à une chute, par projection stéréographiques méridienne, implique les étapes qui sont présentées ci-après. Suit l'exemple numérique 5.3.3A illustré par le calque de la figure 48.

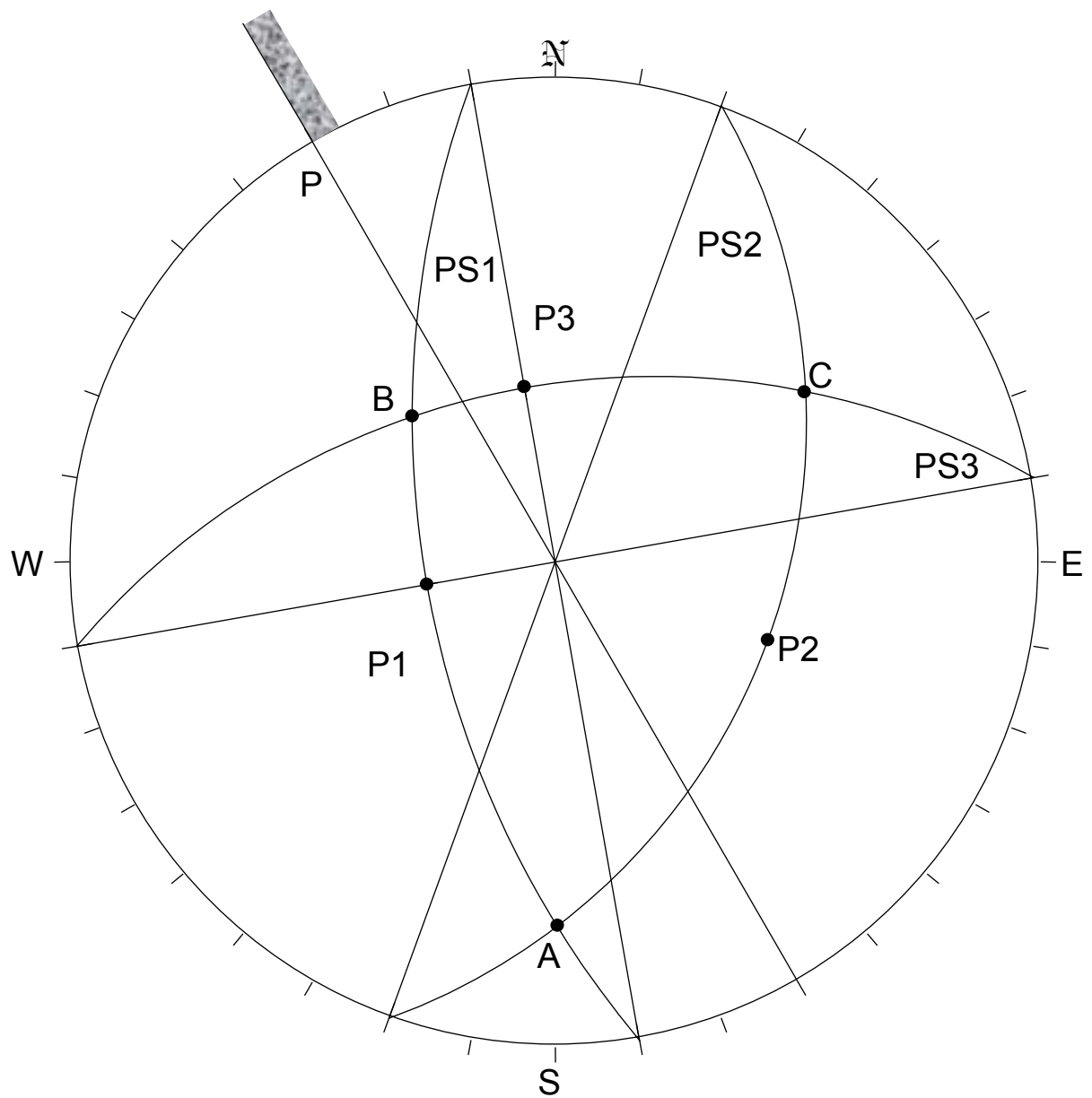


Figure 48 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure quant au glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.3A).

- a. Portez sur le calque les données du problème:
- i) représentez cyclographiquement le plan du parement ou de l'éponte inférieure;
 - ii) représentez cyclographiquement les trois plans structuraux (PS1, PS2 et PS3);
 - iii) représentez les pôles des lignes de pendage des trois plans structuraux (P1, P2 et P3);
- b) Déterminez les droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux; soit A, B et C les pôles de ces droites.
- c) Vérifiez si les droites d'intersection « percent » le plan du parement ou de l'éponte inférieure (voir la NOTE 4).
- Si aucune des droites ne « perce », il ne peut y avoir d'instabilité; arrêtez l'analyse.
 - Si au moins une des droites « perce », le glissement préalable à une chute dans l'excavation est possible.

NOTE 4 - Pour ce qui a trait au « percement », la NOTE 1 s'applique également ici. Il faut remplacer le plan du talus par celui de l'éponte inférieure ou du parement.

- d) Vérifiez si les lignes de pendage des plans dont la droite d'intersection « perce », « percent » aussi:
- Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g) de la section 5.3.3B.
 - Si oui, le glissement sur un plan préalablement à une chute est possible.
- e) Vérifiez si la ou les lignes de pendage qui « percent » sont « dégagées » (voir la NOTE 5):
- Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g) de la section 5.3.3B.

- Si oui, le glissement sur un plan préalablement à une chute est possible.

NOTE 5 - Pour qu'une ligne de pendage d'un plan structural soit « dégagée », il faut qu'elle soit comprise **seule** entre les deux droites d'intersection de ce plan avec les deux autres plans structuraux. En d'autres mots, pour que la ligne de pendage du plan PS3 de la figure 49a soit « dégagée », il faut qu'elle soit comprise dans l'angle des pôles B-C (A est le pôle de la droite d'intersection des plans structuraux PS1 et PS2, B est le pôle de la droite d'intersection des plans structuraux PS1 et PS3, alors que C est le pôle de la droite d'intersection des plans structuraux PS2 et PS3). Dans le cas de la figure 49a, si on accepte que la flèche représente la ligne de pendage, cette dernière est alors « dégagée ». On pourrait démontrer qu'il peut y avoir jusqu'à deux lignes de pendage de « dégagées ». La figure 49b est le calque correspondant au croquis de la figure 49a; on peut y voir le pôle de la ligne de pendage P_3 et les pôles B et C définissant l'angle B-C.

- f) Vérifiez si la droite d'intersection des deux plans autres que celui qui possède la ligne de pendage « dégagée » montrant la plus grande plongée, « perce » et plonge plus que cette dernière:
- Si oui, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g) de la section 5.3.3B.
 - Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation.
- g) Calculez FSG en utilisant l'équation 35. L'angle θ de cette équation est le pendage du plan dont la ligne de pendage « perce », est « dégagée » et plonge le plus:
- Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
 - Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est insuffisante pour atteindre le facteur de sécurité recherché.

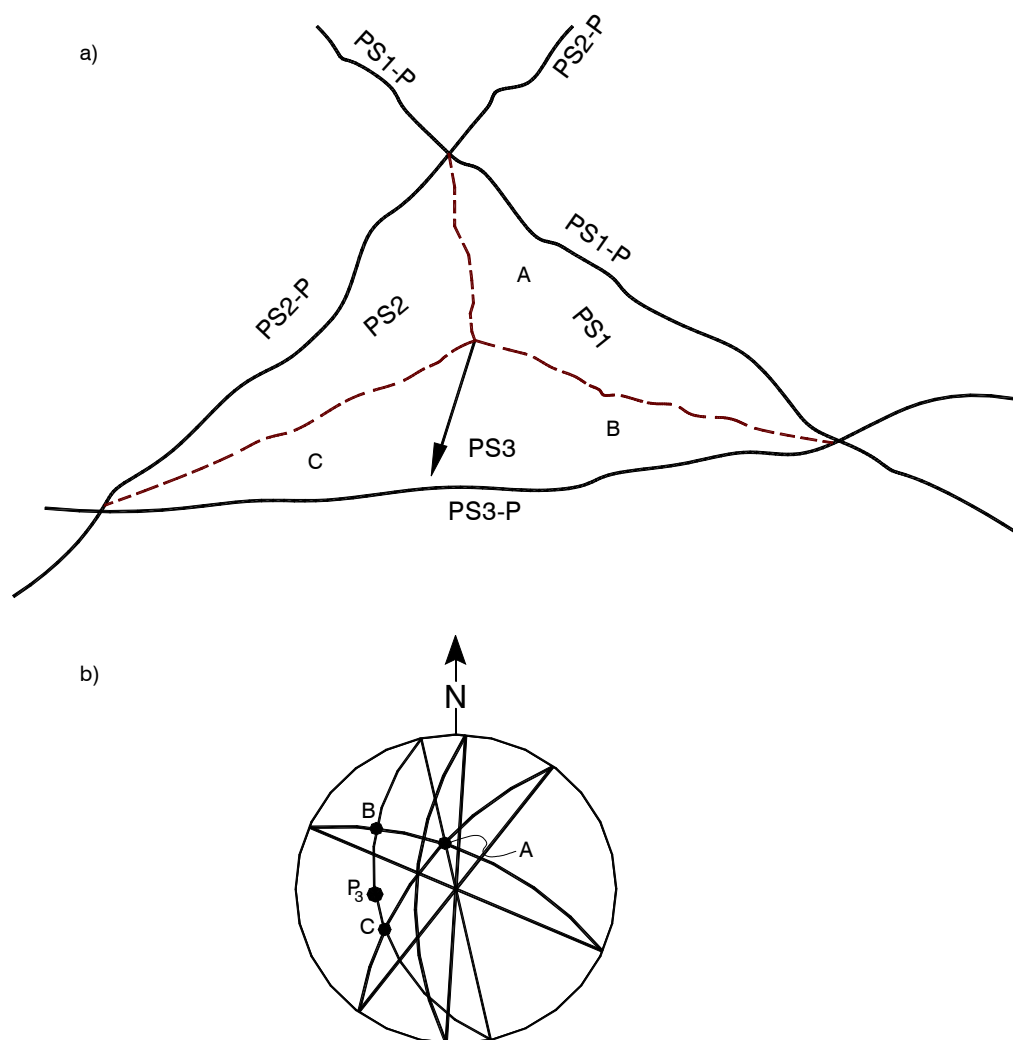


Figure 49 - Illustration d'une ligne de pendage « dégagée » dans le cas d'une analyse de stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure – NOTE 5. (a) : Croquis montrant un tétraèdre découpé par trois plans structuraux au parement d'une excavation souterraine, l'observateur faisant face au parement. La droite comportant une tête de flèche est la ligne de pendage du plan structural PS3. (b) : Calque produit en projection stéréographique méridienne correspondant au croquis montré en (a)

Exemple 5.3.3A - La direction du parement d'une chambre souterraine a 150° comme azimut (la chambre se situe à l'ouest du parement). Trois plans structuraux se rencontrent à proximité de cette paroi verticale, soit PS1[170° , 60°], PS2[20° , 40°] et PS3[260° , 50°]. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre. L'angle de frottement représentant la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux est 25° .

Soit le calque de la figure 48. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux; A et B « percent » le parement. Parmi les lignes de pendage des plans donnant les droites d'intersection A et B, seule P₁ « perce » le plan du parement. Elle est « dégagée ». Puisque la droite d'intersection des plans PS2 et PS3 ne « perce » pas, il s'ensuit que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS1 préalablement à une chute. L'équation 35 donne, en prenant la plongée de P₁ comme valeur de l'angle θ :

$$FSG = \frac{\tan 25^\circ}{\tan 60^\circ} = 0,27$$

Puisque le facteur de sécurité calculé est inférieur à l'unité, les relations angulaires des plans impliquées dans l'exemple sont donc telles qu'elles entraînent l'instabilité si l'excavation est réalisée comme prévue initialement.

Exemple 5.3.3B - Des relevés structuraux dans des travers-bancs d'une mine laissent croire que trois plans structuraux se rencontrent à proximité de l'éponte inférieure d'un gisement qui sera exploité par une méthode impliquant des chambres ouvertes. La direction de cette éponte est 0° et son pendage, 70° . Les paramètres d'orientation des plans structuraux sont: PS1[30° , 60°], PS2[322° , 70°] et PS3[96° , 70°]. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre. La résistance au cisaillement le long des trois discontinuités géologiques est la même et peut être représentée par un angle de frottement de 35° .

D'après le calque de la figure 50 qui constitue l'analyse de stabilité du problème qui vient d'être énoncé, A, B et C, les pôles des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux, sont placés de façon telle que ces dernières « percent » toutes les trois le plan de l'éponte inférieure. Toutefois, seule la ligne de pendage P₁ « perce » ce dernier et elle est « dégagée ». De plus cette ligne de pendage plonge plus que la droite d'intersection des plans structuraux PS2 et PS3 (pôle C). Donc, le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS1. En prenant la plongée de P₁ comme valeur de l'angle θ , l'équation 35 donne:

$$FSG = \frac{\tan 35^\circ}{\tan 60^\circ} = 0,40$$

Puisque le facteur de sécurité calculé est inférieur à l'unité, les relations angulaires des plans impliquées dans l'exemple sont donc telles qu'elles entraînent l'instabilité si l'excavation est réalisée comme prévue initialement.

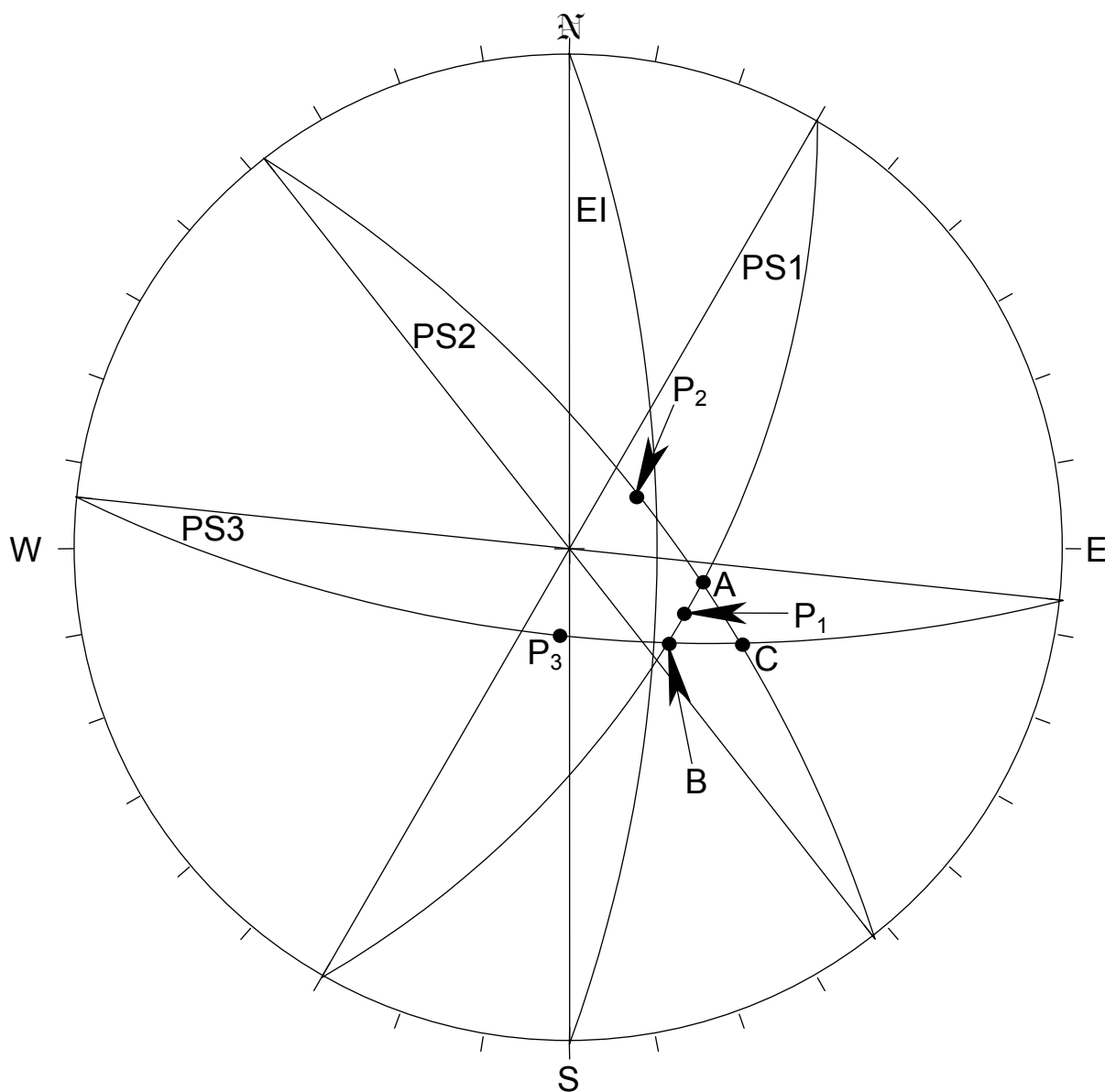


Figure 50 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte inférieure de l'exemple 5.3.3B.

Exemple 5.3.3C - La direction de l'un des parements d'une salle de concassage souterraine est 180° (la salle se situera du côté ouest de ce parement). Il est prévu que trois plans structuraux se rencontrent du côté est, à proximité de ce dernier. Les orientations de ces plans sont: PS1[70° , 50°], PS2[340° , 60°] et PS3[300° , 70°]. Sachant que la résistance au cisaillement mobilisable le long de ces trois plans est entièrement définie par un angle de 35° , on vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre.

Le calque de la figure 51a représente le plan du parement ainsi que les trois plans structuraux. Les droites d'intersection de ces derniers pris deux à deux sont représentées par les pôles A, B et C. Aucune de ces droites d'intersection ne « perce » le plan du parement. Le glissement du tétraèdre est impossible et on doit arrêter l'analyse. La figure 51b est une section verticale perpendiculaire au parement montrant schématiquement pourquoi le tétraèdre ne peut pas glisser. En effet, les droites d'intersection A, B et C plongeant vers le massif, font en sorte que le tétraèdre repose sur des plans qui pendent vers le massif rocheux et non vers l'excavation.

B) Le glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un parement ou dans une éponte inférieure d'une excavation souterraine par trois plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de trois plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité, quant au glissement de ce tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute, par projection stéréographique méridienne, implique les étapes qui sont présentées ci-après. La figure 52 est le calque de l'exemple numérique 5.3.3D qui est présenté à la suite de la description de la procédure.

h) Portez sur le calque les données du problème :

- i) représentez cyclographiquement le plan du parement ou de l'éponte inférieure;
 - ii) représentez cyclographiquement les trois plans structuraux (PS1, PS2 et PS3);
 - iii) représentez les pôles des lignes de pendage des trois plans structuraux (P_1 , P_2 et P_3);
- i) Déterminez les droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux; soit A, B et C les pôles de ces droites.

- j) Vérifiez si les droites d'intersection « percent » le plan du parement ou de l'éponte inférieure (voir la NOTE 4 de la section 5.3.3A).
- Si aucune des droites d'intersection ne « perce », il ne peut y avoir d'instabilité; arrêtez l'analyse.
 - Si au moins une des droites « perce », le glissement préalablement à une chute dans l'excavation est possible.
- k) Vérifiez si les lignes de pendage des plans dont la droite d'intersection « perce », « percent » aussi le parement ou l'éponte inférieure (voir la NOTE 4 de la section 5.3.3A) :
- Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans suivi d'une chute dans l'excavation; passez à l'étape (n) plus loin.
 - Si oui, passez à l'étape (l) qui suit.
- l) Vérifiez si les lignes de pendage qui « percent » le plan du parement ou de l'éponte inférieure sont « dégagées » (voir la NOTE 5 de la section 5.3.3A) :
- Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (n).
 - Si oui, passez à l'étape (m).
- m) Vérifiez si la droite d'intersection des deux plans autres que celui qui possède la ligne de pendage « dégagée » montrant la plus grande plongée, « perce » et plonge plus que cette dernière :
- Si non, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation; passez à l'étape (g) de la section 5.3.3A.
 - Si oui, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation.
- n) Calculez FSG en utilisant l'équation 50 ou 51. L'angle θ de ces équations est la plongée de la droite d'intersection qui « perce ». Si plus d'une ligne d'intersection « percent », il faut considérer celle qui plonge le plus :

- Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par les plans structuraux est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
- Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par les plans est insuffisante pour atteindre le facteur de sécurité recherché.

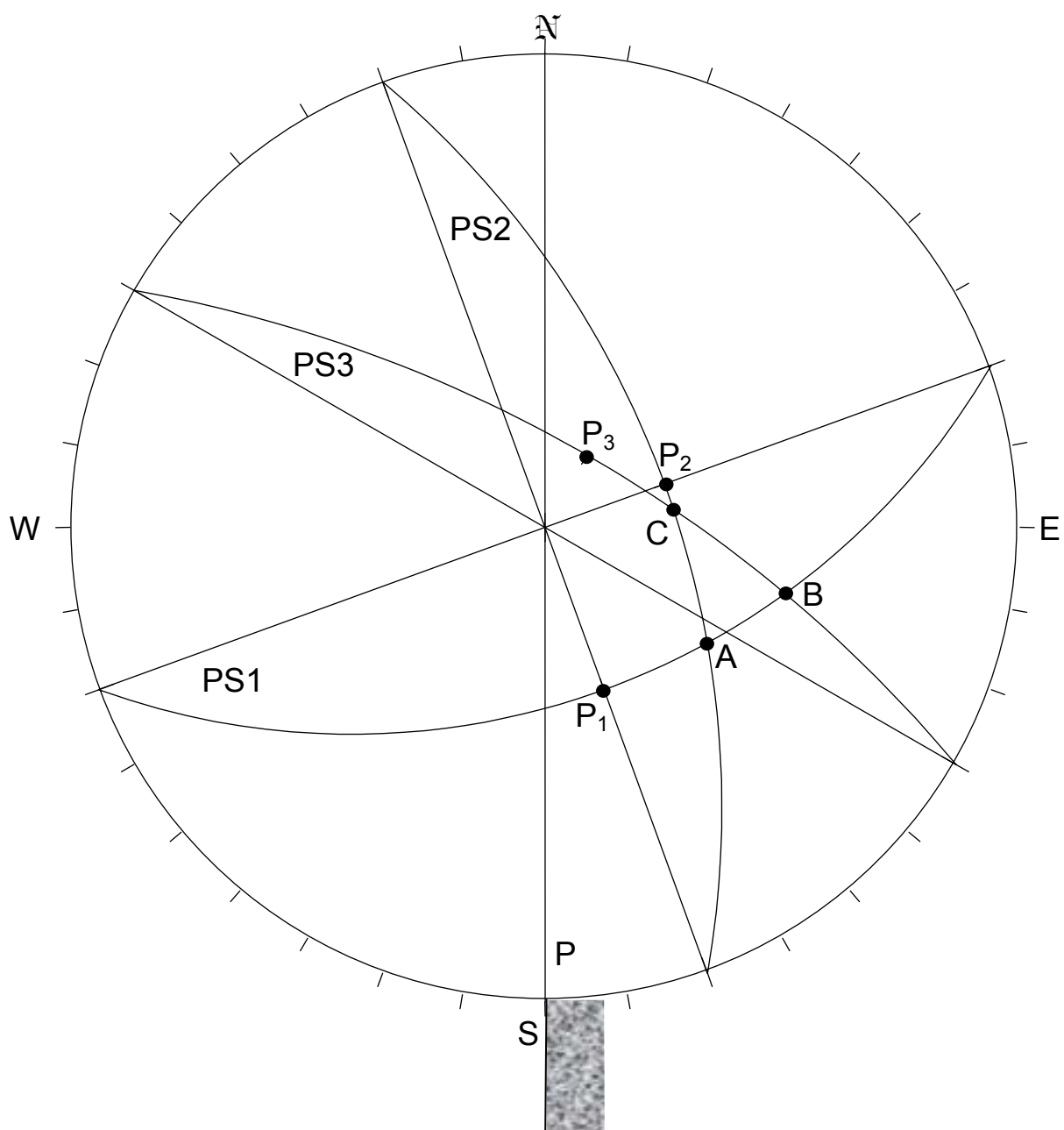


Figure 51a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.3C.

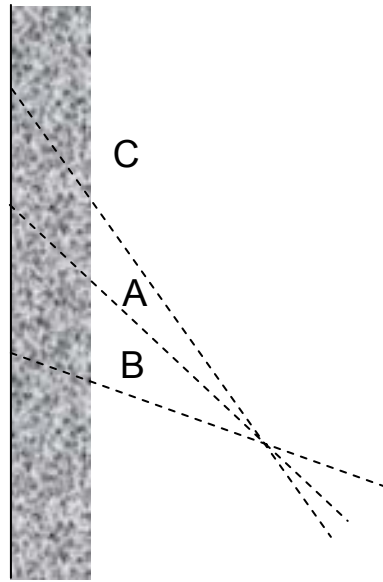


Figure 51b - Section verticale perpendiculaire au plan du parement qui illustre schématiquement l'attitude du tétraèdre de l'exemple 5.3.3C.

Exemple 5.3.3D – Trois plans structuraux ont été identifiés dans l'éponte inférieure d'un chantier; soit PS1[250°, 60°], PS2[20°, 50°] et PS3[160°, 15°]. L'éponte aura [300°, 75°] pour orientation suite à l'exploitation. La résistance mobilisable le long des plans structuraux peut être représentée par un angle de 25°. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre.

Soit le calque de la figure 52. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux; A « perce » le plan de l'éponte inférieure. Parmi les lignes de pendage des plans donnant l'intersection A, P₁ est la seule qui « perce » l'éponte inférieure; elle n'est toutefois pas « dégagée ». Donc, le mode d'instabilité potentielle implique un glissement sur les plans PS1 et PS2. Le calcul du facteur de sécurité contre le glissement à partir de l'équation 50 donne :

$$FSG = \frac{\sin 96^\circ \tan 25^\circ}{\sin 42^\circ \tan 31^\circ} = 1,15$$

Les valeurs des angles θ , ξ et κ , requises pour le calcul du facteur de sécurité s'obtiennent du calque de la figure 52. Le facteur de sécurité calculé est supérieur à

l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit (s'il recherche par exemple un facteur de sécurité de 1,30) et qu'il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquemment.

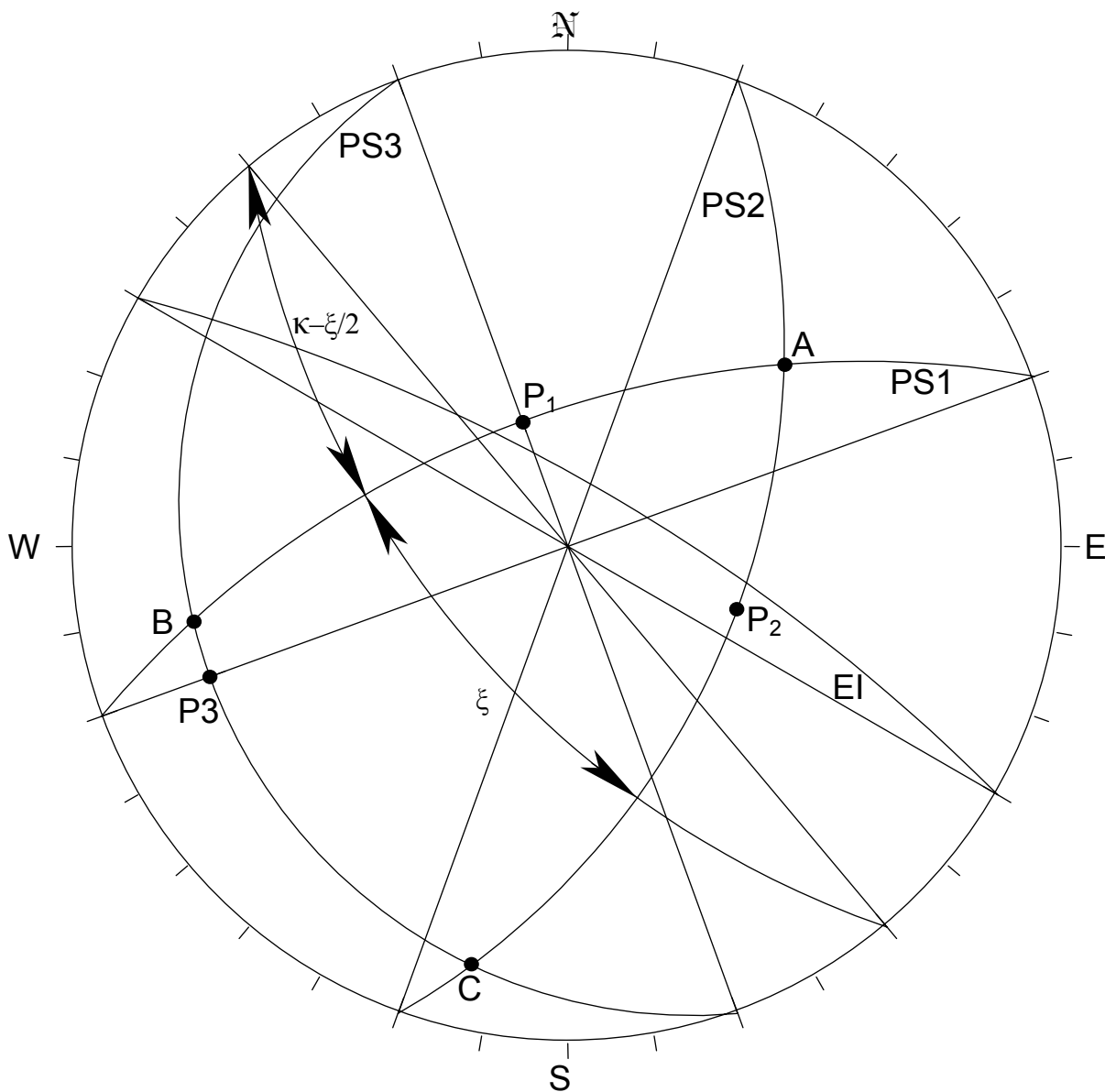


Figure 52 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un parement ou d'une éponte inférieure quant au glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation (exemple 5.3.3D).

Exemple 5.3.3^E – Il a été possible, dans les premières phases de l'excavation de la salle des turbines d'une centrale hydroélectrique souterraine, de préciser la position de trois plans structuraux. Ils se rencontrent à l'est de la salle dont les paramètres d'orientation du parement sont $[210^\circ, 90^\circ]$. Les paramètres d'orientation des plans structuraux sont : PS1 $[90^\circ, 20^\circ]$, PS2 $[130^\circ, 60^\circ]$ et PS3 $[200^\circ, 50^\circ]$. Les angles de frottement représentant la résistance au cisaillement mobilisable le long de ces discontinuités sont 30° , 60° et 45° , respectivement. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre.

Les éléments géométriques de ce problème ont été portés sur le calque de la figure 53. Les droites d'intersection B et C « percent » le plan du parement. Bien que les lignes de pendage P_2 et P_3 « percent », aucune de ces lignes n'est « dégagée ». Le mode d'instabilité potentielle implique donc le glissement sur deux plans suivant la droite d'intersection C (PS2-PS3) qui plonge plus que la droite d'intersection B (PS1-PS3). Puisque les angles de frottement représentant la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux diffèrent, il faut utiliser l'équation 51 pour calculer ce facteur de sécurité. Des deux plans structuraux le long desquels il y a glissement potentiel, c'est le plan PS3 qui possède le plus petit pendage et, par conséquent, l'angle ϕ_A est 45° . IL découle que l'angle ϕ_B est 60° . On trouve sur le calque de la figure 53 que $\theta = 48^\circ$, $\xi = 123^\circ$ et $\kappa = 76,5^\circ$. L'équation 51 conduit alors à :

$$FSG = \frac{\sin 138^\circ \tan 45^\circ + \sin 15^\circ \tan 60^\circ}{\sin 123^\circ \tan 48^\circ} = 1,20$$

Ce facteur de sécurité est supérieur à l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. En pratique, l'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit et il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquemment.

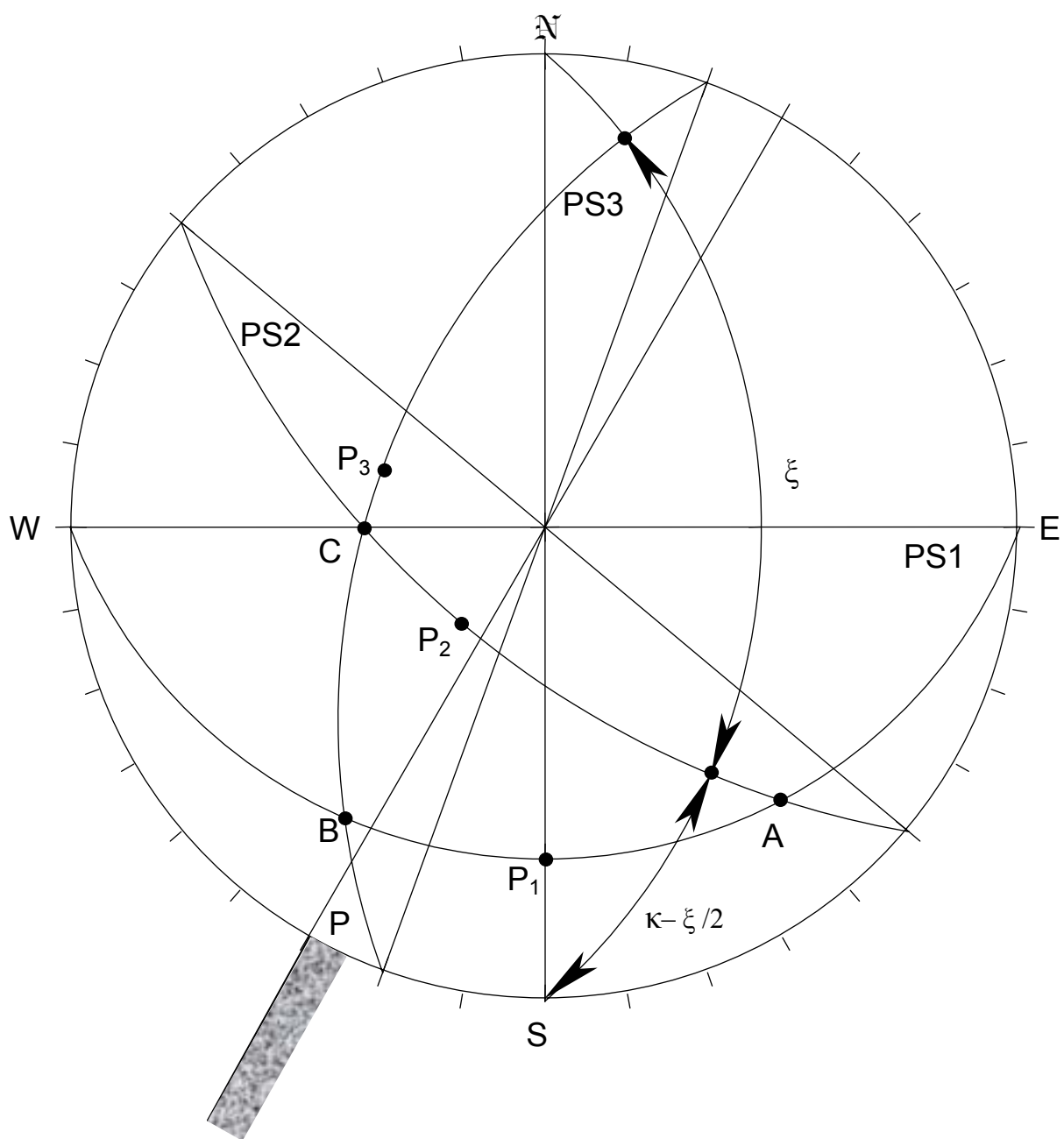


Figure 53 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.3E.

C) Remarques

Tout comme dans le cas des talus, le mode d'instabilité potentielle caractérisant un ensemble de trois plans structuraux se rencontrant à proximité d'un parement ou d'une éponte inférieure dépend de l'orientation de ces derniers relativement aux plans structuraux.

Ainsi, dans le cas de l'exemple 5.3.3C (voir le calque de la figure 51a), si on considère que l'azimut du parement de la salle de concassage est 110° plutôt que 180° (la salle se situant toujours à l'ouest du parement), l'impossibilité d'un glissement préalablement à une chute dans l'excavation disparaît. En effet, les procédures d'analyse proposées aux paragraphes précédents mènent dans ce cas à un mode d'instabilité potentielle du type glissement sur le plan structural PS1 préalablement à une chute dans l'excavation. L'équation 35 s'appliquant, on trouve le facteur de sécurité contre le glissement est alors 0,59.

Si l'on considère maintenant que l'azimut du parement de l'exemple 5.3.3C est 90° et que l'excavation se ferait au sud du parement, les procédures d'analyse présentées antérieurement mènent à la conclusion que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur les plans structuraux PS1 et PS2 et chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité contre le glissement, calculé comme il se doit avec l'équation 50, est 0,87.

Si l'éponte inférieure de l'exemple 5.3.3B a pour paramètres d'orientation $[40^\circ, 55^\circ]$ au lieu de $[0^\circ, 70^\circ]$, le mode d'instabilité potentielle auquel conduisent les procédures d'analyse proposées est le glissement sur les plans structuraux PS2 et PS3, suivi d'une chute dans l'excavation au lieu d'un glissement sur le plan structural PS1 préalablement à une chute. Selon l'équation 50, le facteur de sécurité contre le glissement est alors 1,30.

5.3.4. Les excavations souterraines – Les tétraèdres sont découpés au toit ou à l'éponte supérieure

D'après la section 5.1.3C, les tétraèdres découpés par des discontinuités géologiques qui se rencontrent à proximité d'un toit ou d'une éponte supérieure sont caractérisés par trois modes d'instabilité potentielle : chute dans l'excavation sans glissement préalable, chute dans l'excavation précédée d'un glissement sur un plan et chute dans l'excavation précédée d'un glissement sur deux plans. Les plans de glissement sont les plans structuraux constituant les faces des tétraèdres.

La procédure à suivre pour le cas d'une chute potentielle sans glissement préalable d'un tétraèdre est présenté d'abord, puis suit celle du cas du glissement potentiel sur

une des deux faces porteuses préalablement à une chute. Finalement, la présentation de la procédure du cas du glissement potentiel sur les deux faces porteuses préalablement à une chute suit. L'ordre aurait pu être tout autre.

S'il est trouvé que l'instabilité suivant un premier mode est potentiellement impossible, il faut conclure qu'elle se produirait suivant l'un des deux autres modes. S'il est trouvé que l'instabilité suivant un deuxième mode est aussi potentiellement impossible, il faut conclure que l'instabilité se ferait suivant le troisième mode et procéder à la troisième analyse n'est donc pas nécessaire. S'il est trouvé que l'instabilité est potentiellement possible suivant un premier mode, il faut conclure qu'elle ne peut pas se produire suivant les deux autres modes et procéder à la seconde et à la troisième analyse est en principe inutile. Mais, si l'ingénieur désire s'assurer qu'il a bien analysé le problème, il aura avantage à confirmer sa conclusion en procédant à l'analyse de stabilité pour tous les modes.

Si le mode d'instabilité potentielle établi est la chute sans glissement préalable, le tétraèdre est instable dans tous les cas car il a été postulé à la section 5.3.1 qu'il n'y a pas de cohésion le long des plans structuraux. Il n'y a aucun facteur de sécurité à calculer. IL faut noter, toutefois, que la généralisation proposée au chapitre 6 du présent document permet d'introduire l'effet d'une cohésion et de calculer un facteur de sécurité contre la chute sans glissement préalable. Si le mode d'instabilité potentielle établi est le glissement préalable à une chute sur un plan ou sur deux plans, il faut calculer le facteur de sécurité contre le glissement avec l'équation appropriée afin de conclure si ce dernier est égal ou supérieur au facteur de sécurité recherché.

Rappelons que s'il est impossible d'obtenir les paramètres d'orientation des plan structuraux formant les tétraèdres par mesures directes, la section 6.3.4 du présent document suggère une alternative.

A) La chute d'un tétraèdre dans l'excavation sans glissement préalable

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un toit ou dans une éponte supérieure d'une excavation souterraine par trois plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de trois plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité, quant à la chute sans glissement de ce tétraèdre, par projection stéréographique méridienne, implique les étapes qui sont présentées ci-après (voir le calque de la figure 54 se rapportant à l'exemple numérique 5.3.4A qui suit).

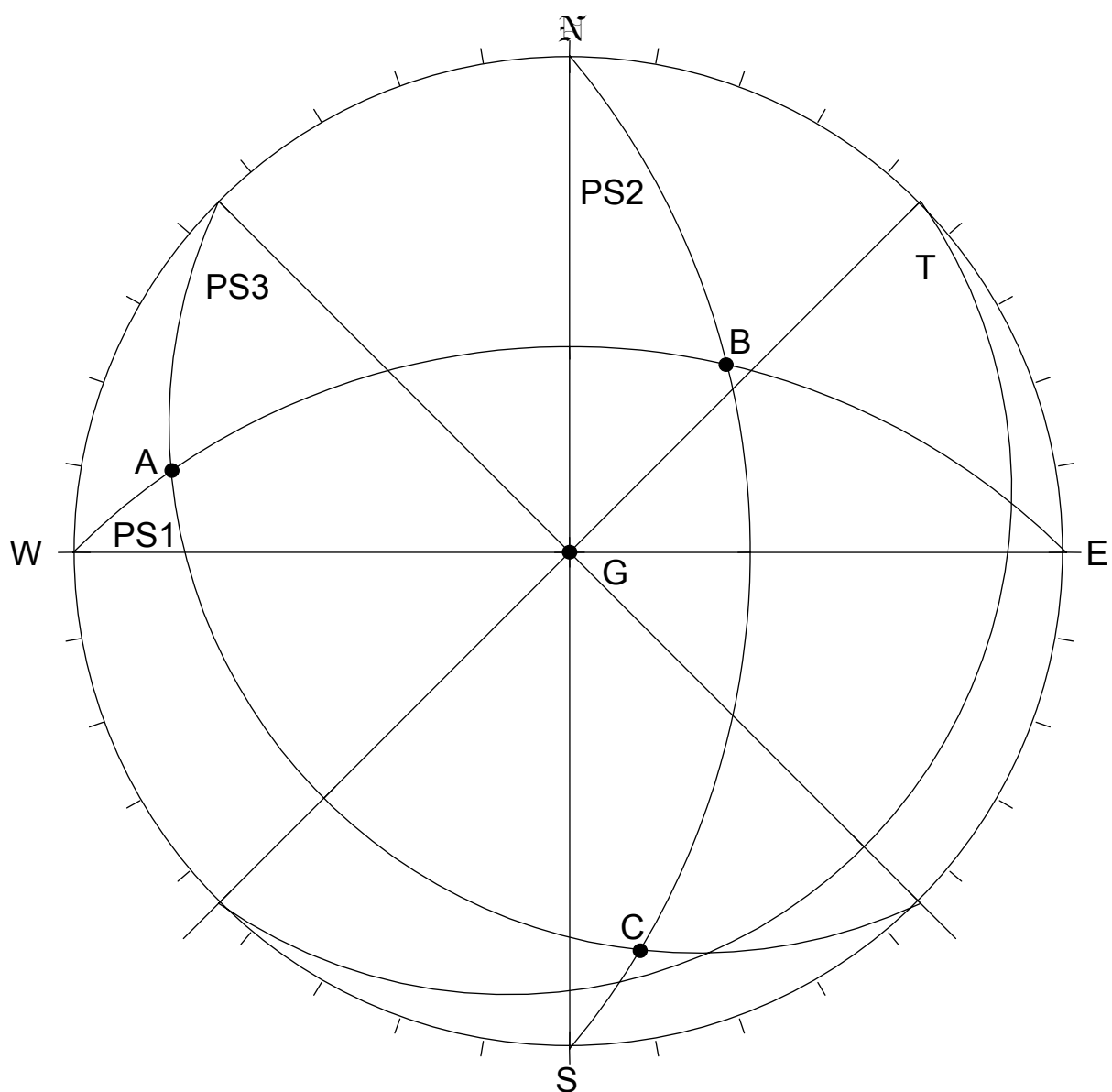


Figure 54 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute dans l'excavation sans glissement préalable (exemple 5.3.4A).

- a) Portez sur le calque les données du problème:
- i) représentez cyclographiquement le plan du toit ou de l'éponte supérieure;
 - ii) représentez cyclographiquement les trois plans structuraux (PS1, PS2 et PS3);
 - iii) représentez la ligne d'action de la gravité (pôle G);
- b) Déterminez les droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux; soit A, B et C les pôles de ces droites.
- c1) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure est horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6):
- Si oui, le mode d'instabilité est la chute dans l'excavation sans glissement préalable, arrêtez l'analyse et voyez la NOTE 8 à la fin de cette procédure.
 - Si non, la chute sans glissement préalable est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité.

NOTE 6 - Pour être incluse dans le faisceau de droites d'intersection, le pôle de la verticale doit être contenu dans le triangle sphérique dont les sommets sont les pôles des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. La figure 55a montre un exemple de verticale contenue dans le triangle sphérique dont le contour de ce dernier est ici accentué pour qu'il soit en évidence; un cas dans lequel la verticale n'est pas incluse dans le triangle sphérique est illustré à la figure 55b.

- c2) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure n'est pas horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau de droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6 à l'étape c1):
- Si oui, passez à l'étape (d).
 - Si non, passez à l'étape (e).

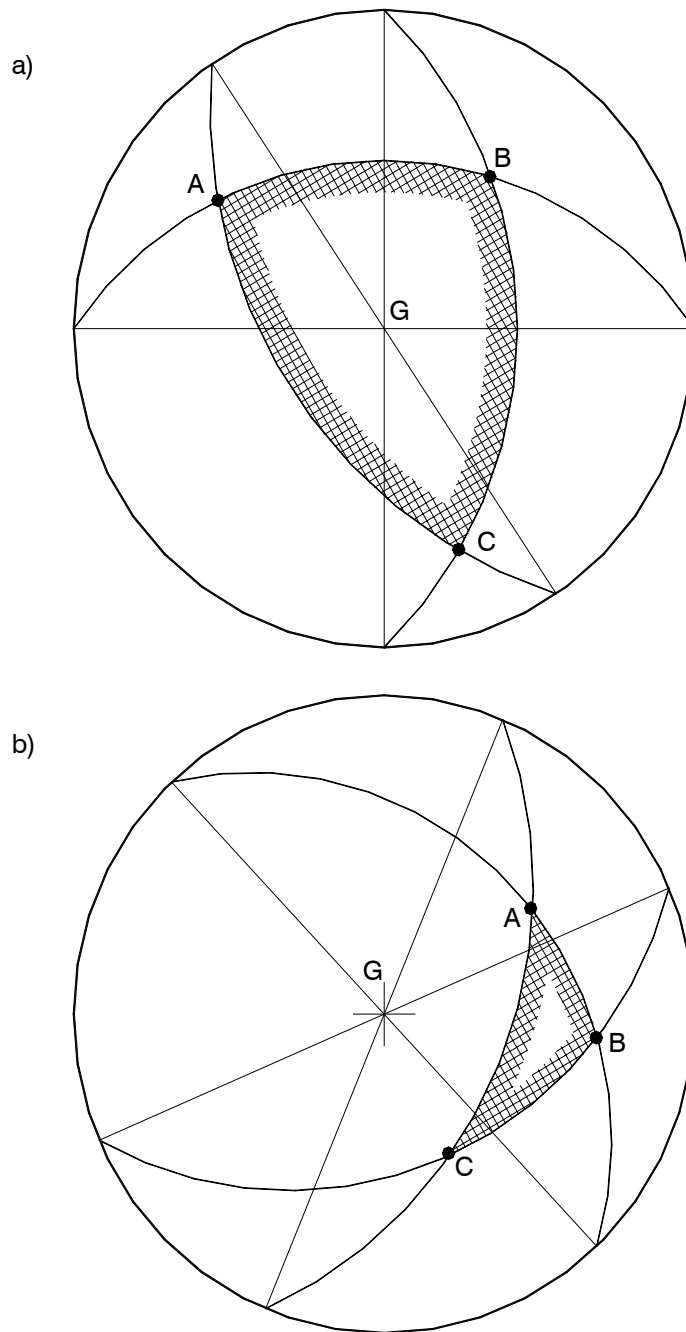


Figure 55 - Inclusion dans un faisceau de droites dans le cas d'une analyse de stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure - NOTE 6. (a): Le pôle de la ligne d'action de la gravité G est inclus dans le triangle sphérique dont les sommets sont les pôles des droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux. (b): Le pôle de la ligne d'action de la gravité G

n'est pas inclus dans le triangle sphérique dont les sommets sont les pôles des droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux.

d) Vérifiez si toutes les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure (voir la NOTE 7):

- Si oui, le mode d'instabilité potentielle est la chute dans l'excavation sans glissement préalable; arrêtez l'analyse et voyez la NOTE 8 à la fin de la procédure.
- Si non, la chute sans glissement préalable est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité.

NOTE 7 - Une droite « rencontre » le toit ou l'éponte supérieure quand son pôle se situe sur un calque entre la circonférence d'intersection et le méridien de représentation cyclographique du toit ou de l'éponte, du côté du méridien où se trouverait le pôle de la normale à ce dernier. La figure 56a illustre un tétraèdre découpé à l'éponte supérieure d'un chantier de mine; les vues en élévation, en profil et en plan de ce tétraèdre sont rendues par la représentation des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux ainsi que des plans structuraux et celui de l'éponte. Les droites d'intersection rencontrent le plan de l'éponte. La figure 56b est une section verticale d'un hémisphère inférieur correspondant à la vue en élévation sur laquelle on a représenté le pendage apparent de l'éponte supérieure et les projections sur cette section des droites d'intersection qui permet d'apprécier l'ensemble des orientations relatives. Le calque montrant la trace du plan de l'éponte et les pôles des droites d'intersection est illustré à la figure 56c.

e) Vérifiez si les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) "rencontrent" le plan du toit ou de l'éponte supérieure (voir la NOTE 7):

- Si aucune des droites d'intersection ne « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure, il ne peut y avoir d'instabilité; arrêtez l'analyse.
- Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière est comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute sans glissement préalable est le mode d'instabilité potentielle; arrêtez analyse.
- Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière n'est pas comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute sans glissement préalable est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité potentielle.

- Si plus d'une droite d'intersection « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure, la chute sans glissement préalable est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité potentielle.

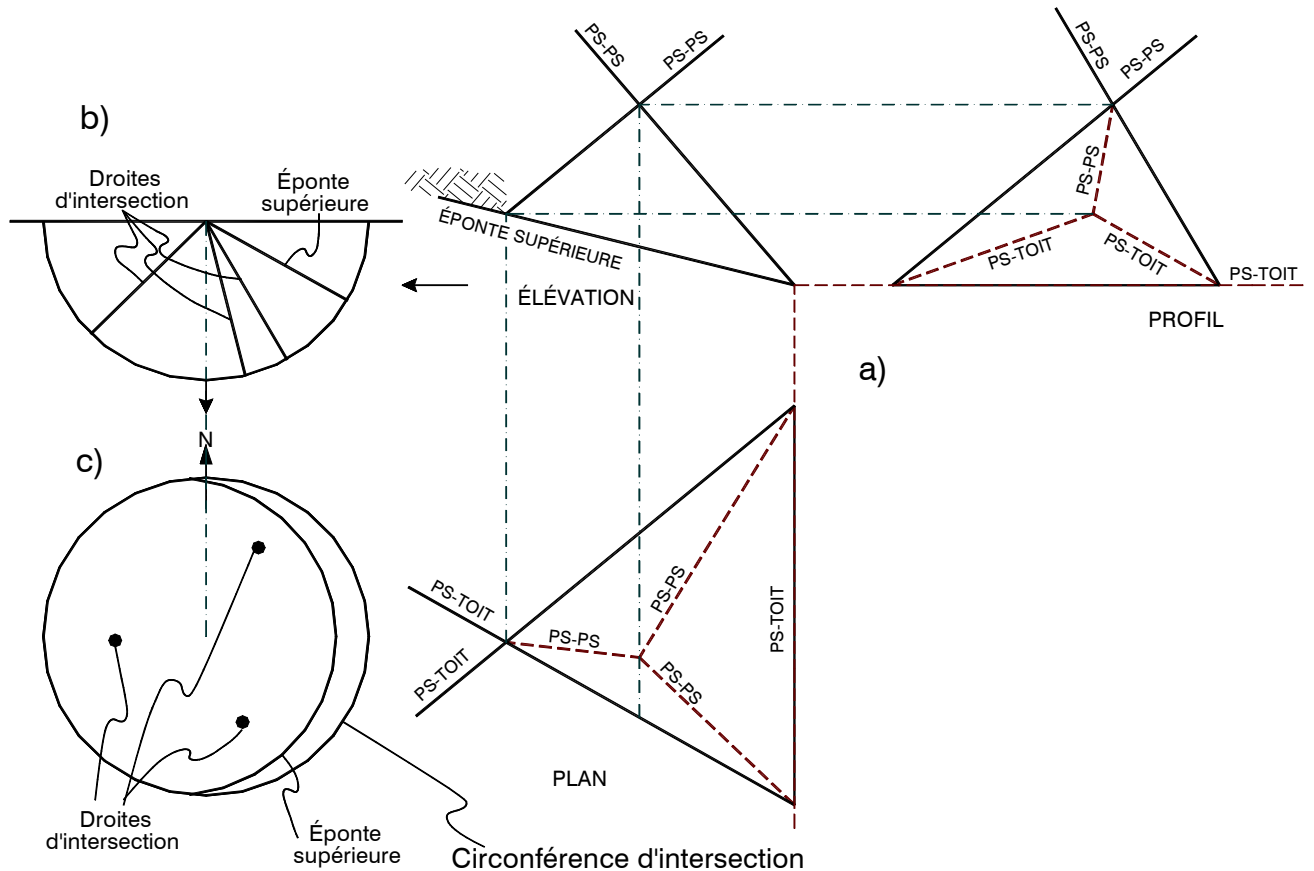


Figure 56 – Illustration d'une droite d'intersection qui « rencontre » un toit ou une éponte supérieure – NOTE 7. (a) : Vues en élévation, en profil et en plan du tétraèdre à proximité d'une éponte supérieure. (b) : Section verticale dans l'hémisphère de

référence montrant le plan du toit et les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. (c) : Calque montrant la représentation cyclographique du plan du toit ainsi que les pôles des droites d'intersection.

NOTE 8 – *Compte tenu des hypothèses énoncées à la section 5.3.1, il n'y a pas de facteur de sécurité contre la chute sans glissement préalable (FSC) à calculer si aucune référence n'est faite au chapitre 6. Dans ces conditions, si les relations angulaires sont vérifiées, on doit admettre, à tous coups, qu'il y a instabilité par chute sans glissement préalable. Il n'y a donc jamais de facteur de sécurité contre le glissement (FSG) à calculer dans le cas de ce mode d'instabilité potentielle.*

Exemple 5.3.4A - Soit une excavation souterraine dont le toit peut être représenté par un plan dont l'orientation est $[45^\circ, 10^\circ]$. Trois plans structuraux d'orientation connue se rencontrent au-dessus de cette excavation: soit PS1 $[270^\circ, 45^\circ]$, PS2 $[0^\circ, 50^\circ]$ et PS3 $[135^\circ, 20^\circ]$. On demande de vérifier si le tétraèdre formé par ces quatre plans peut chuter dans l'excavation sans glissement préalable.

La figure 54 représente le calque qui permet cette vérification. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. Le toit de l'excavation en cause n'étant pas horizontal, il faut passer par l'étape c2 de la procédure proposée. On constate que la verticale (G) est incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux (A, B et C). Puisque les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux (pôles A, B et C) « rencontrent » le plan du toit, le tétraèdre peut chuter dans l'excavation sans glissement préalable.

Exemple 5.3.4B - L'éponte supérieure d'un chantier a $[50^\circ, 70^\circ]$ comme paramètres d'orientation. On connaît l'existence de trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité de cette éponte. Les paramètres d'orientation de ces plans sont PS1 $[180^\circ, 80^\circ]$, PS2 $[70^\circ, 50^\circ]$ et PS3 $[20^\circ, 20^\circ]$. On demande de vérifier si le tétraèdre formé par ces quatre plans peut chuter dans l'excavation sans glissement préalable.

La figure 57a représente le calque qui permet de procéder à la vérification demandée. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. L'éponte supérieure n'étant pas horizontale, il faut passer par l'étape c2 de la procédure proposée. L'examen du calque de la figure 57a permet de constater que la verticale n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection. De plus, on constate aussi qu'aucune de ces dernières ne « rencontre » le plan de l'éponte supérieure. Il ne peut y avoir d'instabilité et il est inutile de poursuivre l'analyse. La figure 57b est une section verticale perpendiculaire au plan de l'éponte supérieure qui illustre schématiquement l'attitude du tétraèdre et qui fait comprendre pourquoi il ne peut être instable.

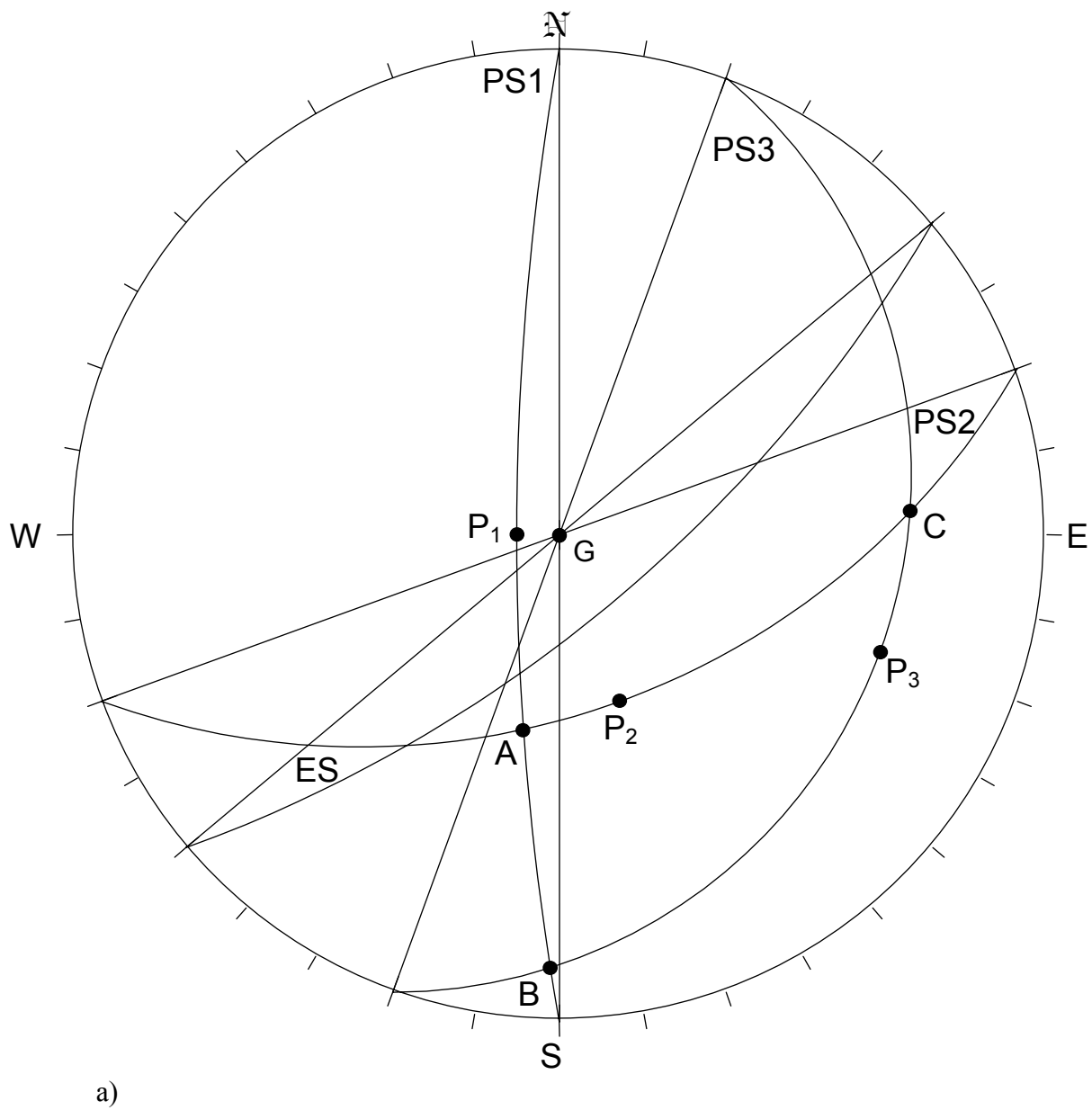


Figure 57a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4B.

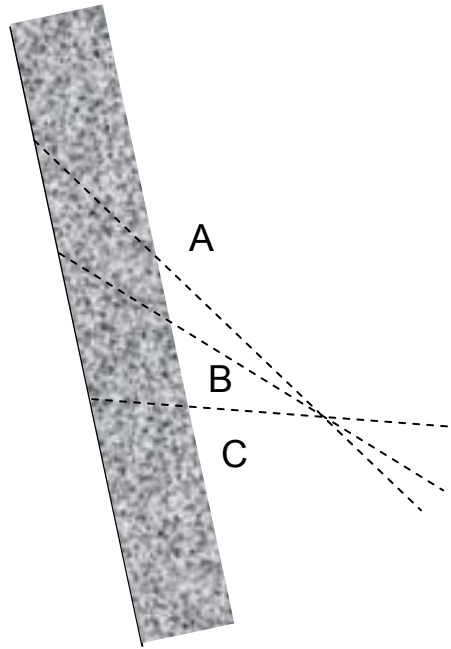


Figure 57b - Section verticale perpendiculaire au plan de l'éponte supérieure qui illustre schématiquement l'attitude du tétraèdre de l'exemple 5.3.4B.

Exemple 5.3.4C - On connaît l'existence de trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'une éponte supérieure. Les paramètres d'orientation de ces plans sont $PS1[0^\circ, 80^\circ]$, $PS2[70^\circ, 50^\circ]$ et $PS3[20^\circ, 20^\circ]$. Si l'éponte supérieure a $[50^\circ, 40^\circ]$ comme orientation, le tétraèdre formé par ces quatre plans peut-il chuter dans l'excavation sans glissement préalable?

La figure 58 représente le calque qui permet de répondre à la question posée. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. L'éponte supérieure n'étant pas horizontale, il faut passer par l'étape c2 de la procédure préposée. L'examen du calque de la figure 58 permet de constater que la verticale n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection. De plus, on constate aussi que seule la droite A « rencontre » l'éponte supérieure. La direction de la droite qui "rencontre" le plan de l'éponte supérieure étant comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, il y a donc chute dans l'excavation sans glissement préalable.

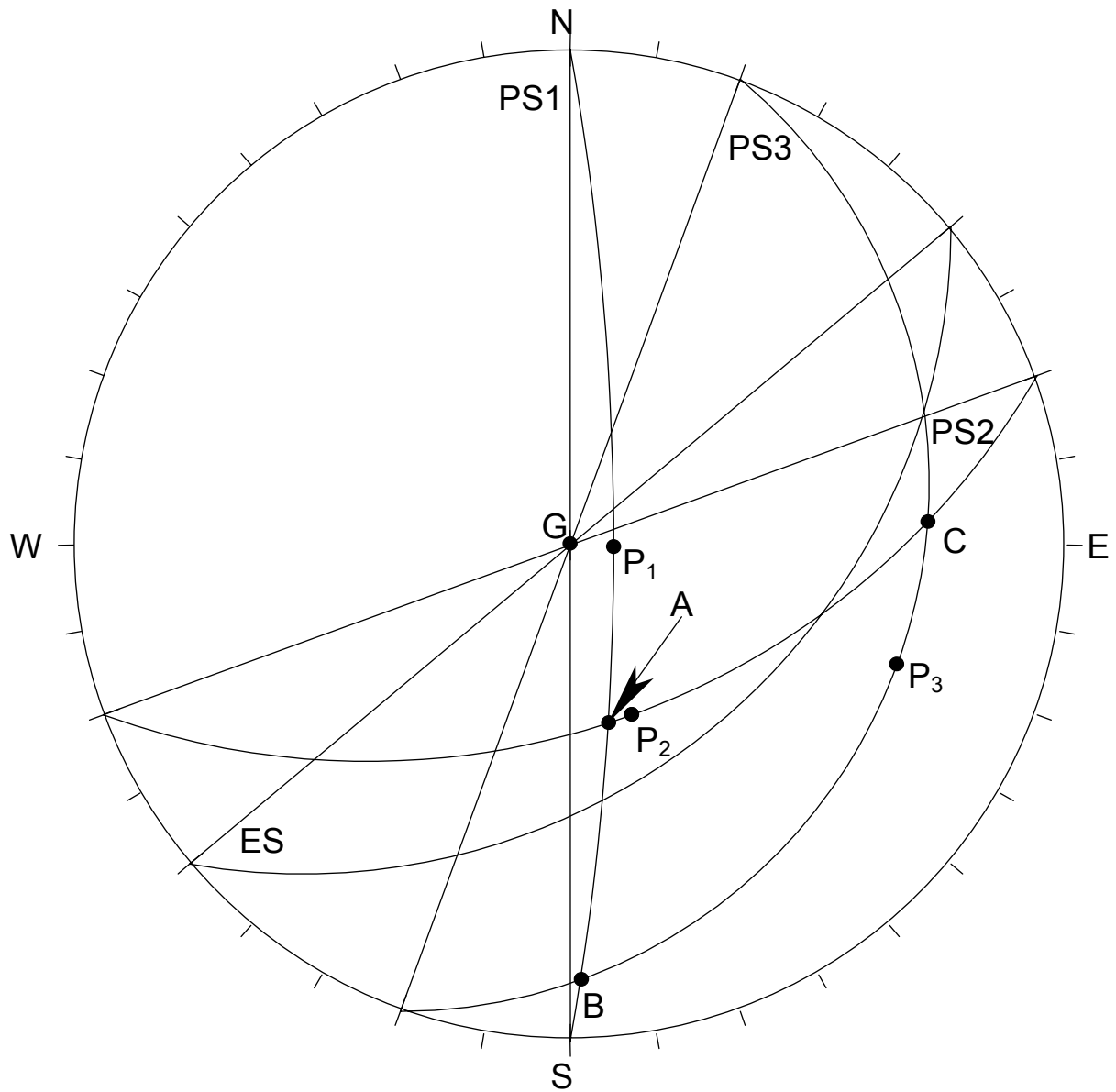


Figure 58 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4C.

B) Le glissement d'un tétraèdre sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un toit ou dans une éponte supérieure d'une excavation souterraine par trois plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de trois plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité, quant à la chute après glissement sur un plan de ce tétraèdre, par projection stéréographique méridienne, nécessite les étapes qui sont présentées ci-après (voir le calque de la figure 59 se rapportant à l'exemple numérique 5.3.4D qui suit).

- a) Portez sur le calque les données du problème:
 - i) représentez cyclographiquement le plan du toit ou de l'éponte supérieure;
 - ii) représentez cyclographiquement les trois plans structuraux (PS1, PS2 et PS3);
 - iii) représentez les pôles des lignes de pendage des trois plans structuraux (P_1 , P_2 et P_3);
 - iv) représentez la ligne d'action de la gravité (G);
- b) Déterminez les droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux; soit A, B et C les pôles de ces droites.
- c1) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure est horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6 de la section 5.3.4A):
 - Si oui, le mode d'instabilité potentielle est la chute dans l'excavation sans glissement préalable (voir la NOTE 8 de la section 5.3.4A).
 - Si non, le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est possible; voir l'étape (f).
- c2) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure n'est pas horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau de droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6 de la section 5.3.4A):
 - Si oui, passez à l'étape (d).
 - Si non, passez à l'étape (e).

- d) Vérifiez si toutes les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure (voir la NOTE 7 de la section 5.3.4A):
- Si oui, la chute dans l'excavation après glissement est impossible; le mode d'instabilité potentielle est la chute dans l'excavation sans glissement préalable (voir la NOTE 8 de la section 5.3.4A).
 - Si non, le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est possible; voir l'étape (f).
- e) Vérifiez si les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure (voir la NOTE 7 de la section 5.3.4A):
- Si aucune des droites d'intersection ne « rencontre » le plan du toit ou l'éponte supérieure, il ne peut y avoir d'instabilité; arrêtez l'analyse.
 - Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière est comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute dans l'excavation après glissement sur un plan est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux autres modes d'instabilité potentielle.
 - Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière n'est pas comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute dans l'excavation après glissement sur un plan est possible ; voir étape (f).
 - Si plus d'une droite d'intersection « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure, la chute dans l'excavation après glissement sur un plan est possible.
- f) Vérifiez si au moins une des lignes de pendage des plans structuraux (pôles P_1 , P_2 et P_3) est « dégagée » (voir la NOTE 5 de la section 5.3.3A):
- Si non, la chute dans l'excavation après glissement sur un plan est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité potentielle.

- Si oui, le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est possible.
- g) Vérifiez si la ligne de pendage « dégagée » qui plonge le plus (pôles P_1 , P_2 ou P_3), plonge plus que la droite d'intersection des deux autres plans structuraux (pôles A, B ou C):
- Si non, la chute dans l'excavation après glissement suivant un plan est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité.
 - Si oui, le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation.
- h) Calculez FSG en utilisant l'équation 35. L'angle θ de cette équation est le pendage du plan dont la ligne de pendage est « dégagée » et plonge le plus:
- Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
 - Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par le plan structural est insuffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.

Exemple 5.3.4D - Soit le toit d'une monerie dont l'orientation prévue est $[50^\circ, 50^\circ]$. On croit que trois plans structuraux devraient se rencontrer au-dessus de cette monerie. Les orientations de ces plans sont $PS1[180^\circ, 50^\circ]$, $PS2[70^\circ, 50^\circ]$ et $PS3[20^\circ, 20^\circ]$. La résistance au cisaillement mobilisable sur les plans est entièrement définie par un angle de frottement de 40° . On recherche le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise ce tétraèdre.

La figure 59 représente le calque qui permet de répondre à la question posée. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. Le plan du toit n'étant pas horizontal, il faut passer par l'étape c2 de la procédure proposée. L'examen du calque de la figure 59 permet de constater que la verticale n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection. De plus, on constate aussi que seule la droite A "rencontre" le plan du toit. La direction de la droite qui « rencontre » le plan du toit n'étant pas comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute dans l'excavation après glissement sur un plan est possible. Les lignes de pendage P_1 et P_3 sont « dégagées ». La ligne de pendage P_1 plonge plus que la ligne de pendage P_3 et plus

que la droite d'intersection C. Le mode d'instabilité potentielle est donc le glissement sur le plan PS1 préalablement à une chute. Pour calculer le FSG, il faut introduire le pendage du plan PS1 comme valeur de l'angle θ dans l'équation 35:

$$\text{FSG} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 50^\circ} = 0,70$$

Puisque le facteur de sécurité contre le glissement calculé est inférieur à l'unité, les relations angulaires sont donc vérifiées pour qu'il y ait instabilité par glissement sur un plan et chute dans la monerie.

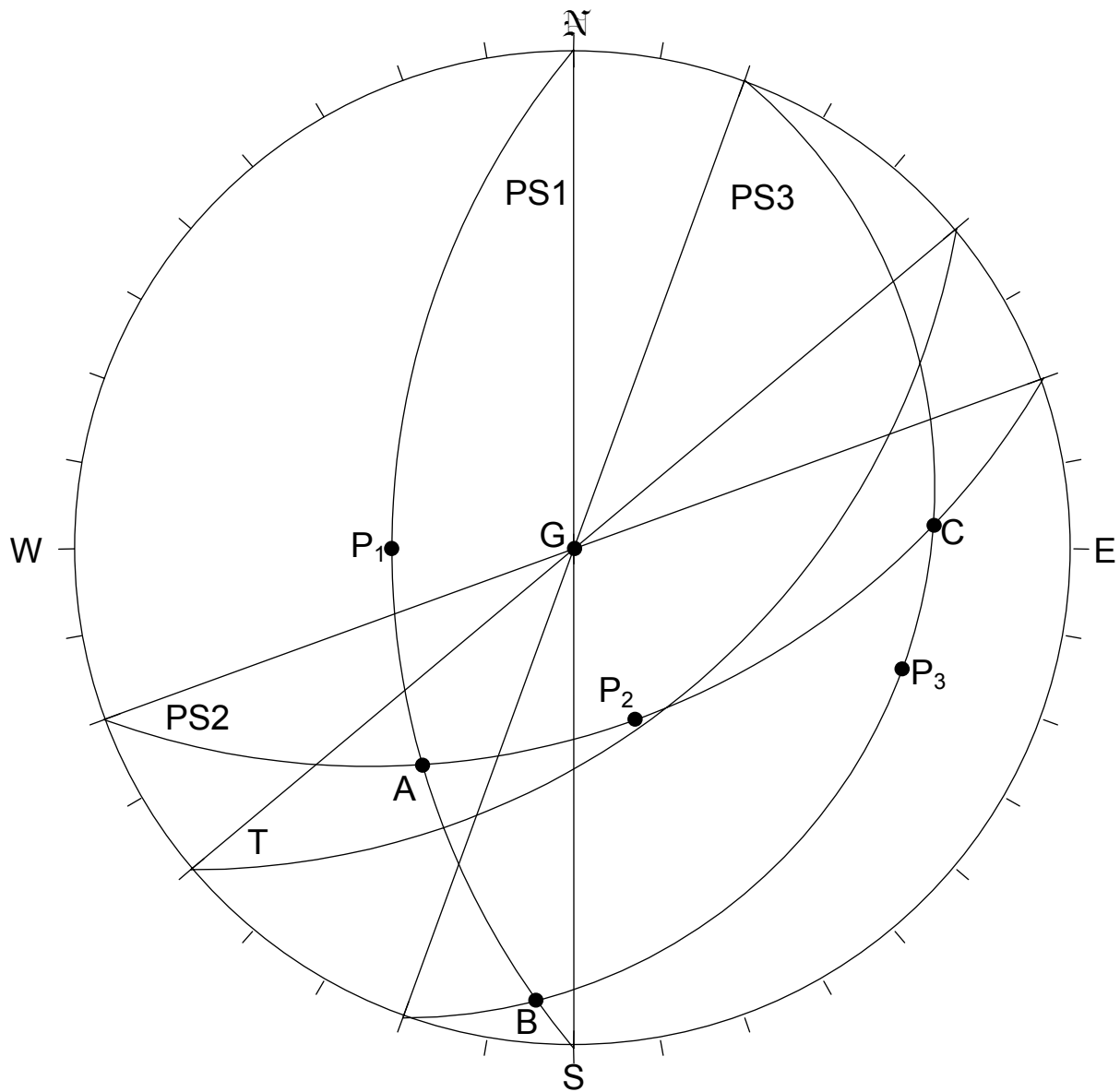


Figure 59 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute après glissement sur un plan (exemple 5.3.4D).

Exemple 5.3.4E - On prévoit que trois plans structuraux se rencontrent au-dessus d'une centrale hydroélectrique souterraine projetée à un endroit de la voûte où le toit peut être considéré horizontal. Les paramètres d'orientation de ces plans structuraux sont PS1[0°, 40°], PS2 [70°, 35°] et PS3 [30°, 60°]. On recherche le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre formé par les trois plans structuraux et le plan du toit si la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux est définie par un angle de 40°.

La figure 60 représente le calque qui permet d'établir le mode d'instabilité potentielle. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. Le toit étant horizontal, il faut considérer l'étape c1 de la procédure proposée. Le calque de la figure 60 permet de constater que la verticale n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection et il faut alors passer à l'étape f de la procédure. D'après ce calque, les lignes de pendage P₁, P₂ et P₃ sont « dégagées ». La ligne de pendage qui plonge le plus, P₃, plongeant plus que la droite d'intersection des plans structuraux PS1 et PS2 (pôle A), le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS3 préalablement à une chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité qui s'applique à ce tétraèdre s'obtient de l'équation 35 dans laquelle l'angle θ est le pendage du plan structural PS3:

$$FSG = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 60^\circ} = 0,48$$

Puisque le facteur de sécurité contre le glissement est inférieur à l'unité, les relations angulaires sont donc vérifiées pour qu'il y ait instabilité par glissement sur un plan et chute dans la centrale.

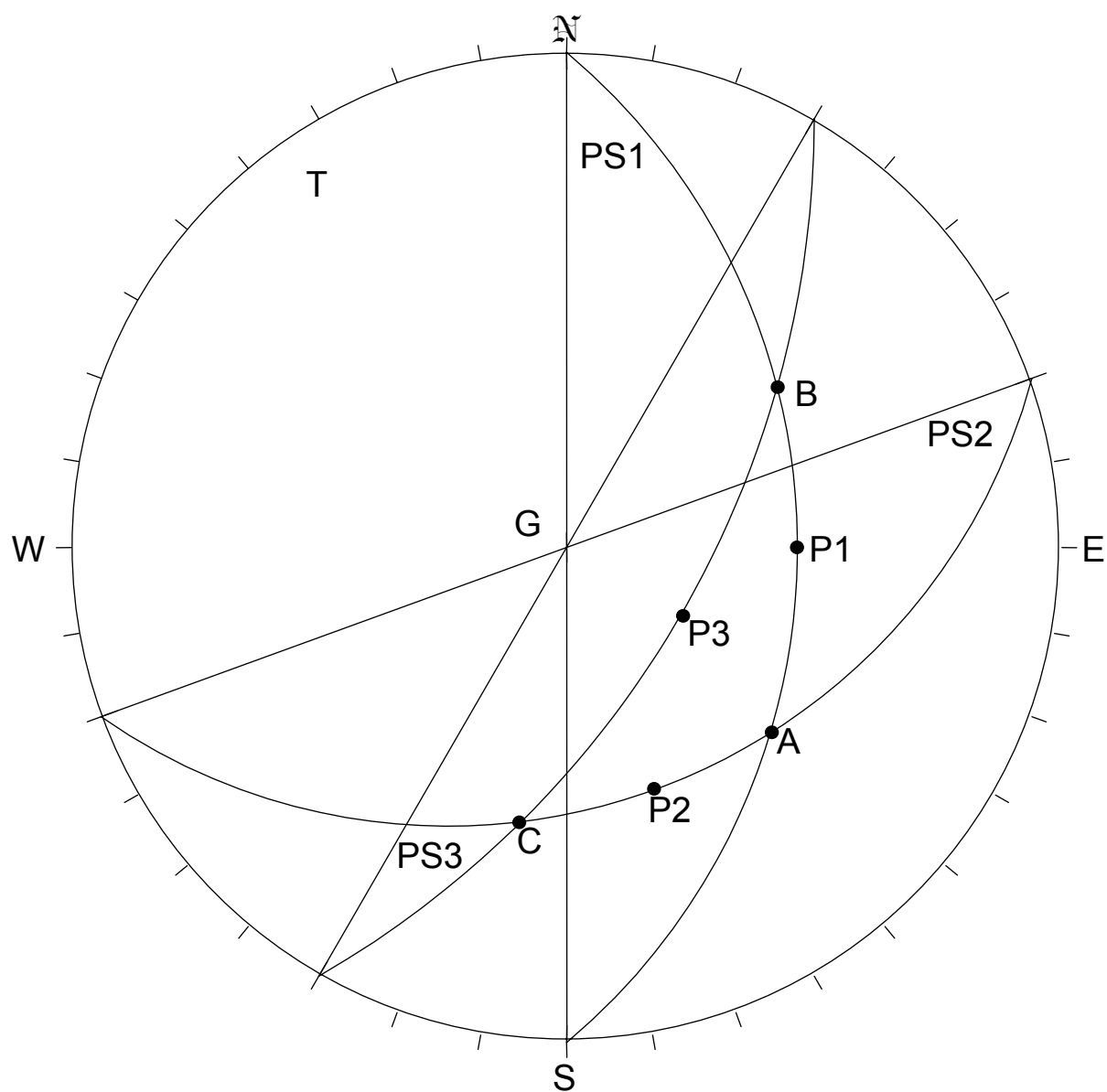


Figure 60 - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du toit de l'exemple 5.3.4E.

C) Le glissement d'un tétraèdre sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation

Soit un tétraèdre de roche découpé dans un toit ou dans une éponte supérieure d'une excavation souterraine par trois plans structuraux d'orientation connue (s'il y a plus de trois plans structuraux, il faut référer à la section 5.3.5). L'analyse de stabilité, quant à la chute après glissement de ce tétraèdre sur deux plans, par projection stéréographique méridienne, implique les étapes qui sont présentées ci-après (voir le calque de la figure 61 se rapportant à l'exemple numérique 5.3.4F qui suit).

- a) Portez sur le calque les données du problème:
 - i) représentez cyclographiquement le plan du toit ou de l'éponte supérieure;
 - ii) représentez cyclographiquement les trois plans structuraux (PS1, PS2 et PS3);
 - iii) représentez les pôles des lignes de pendage des trois plans structuraux (P_1 , P_2 et P_3);
 - iv) représentez la ligne d'action de la gravité (G);
- b) Déterminez les droites d'intersection des trois plans structuraux pris deux à deux; soit A, B et C les pôles de ces droites.
- c1) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure est horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6 de la section 5.3.4A):
 - Si oui, le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable (voir la NOTE 8 de la section 5.3.4A).
 - Si non, la chute dans l'excavation après glissement sur deux plans est possible; voir l'étape (f)
- c2) Si le plan du toit ou de l'éponte supérieure n'est pas horizontal, vérifiez si la verticale (pôle G) est incluse dans le faisceau de droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) - (voir la NOTE 6 de la section 5.3.4A):
 - Si oui, passez à l'étape (d).
 - Si non, passez à l'étape (e).

- d) Vérifiez si toutes les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) « rencontrent » le toit ou l'éponte supérieure (voir la NOTE 7 de la section 5.3.4A):
- Si oui, la chute dans l'excavation après glissement est impossible; le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable (voir la NOTE 8 de la section 5.3.4A).
 - Si non, le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation est possible; voir l'étape (f).
- e) Vérifiez si les droites d'intersection des plans structuraux (pôles A, B et C) « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure (voir la NOTE 7 de la section 5.3.4A):
- Si aucune des droites d'intersection ne « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure, il ne peut y avoir d'instabilité; arrêtez l'analyse.
 - Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière est comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute dans l'excavation après glissement sur deux plans est impossible; le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable (voir la NOTE 8 de la section 5.3.4A).
 - Si seulement une des droites d'intersection « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et si la direction de cette dernière n'est pas comprise entre les directions des deux autres droites d'intersection, le glissement sur deux plans préalablement à une chute est possible ; voir étape (f).
 - Si plus d'une droite d'intersection « rencontrent » le plan du toit ou de l'éponte supérieure, la chute dans l'excavation après glissement sur deux plans est possible; voir l'étape (f).
- f) Vérifier si au moins une des lignes de pendage des plans structuraux (pôles P_1 , P_2 et P_3) est « dégagée » (voir la NOTE 5 de la section 5.3.3A):
- Si oui, voir l'étape (g).
 - Si non, le mode d'instabilité potentielle est la chute dans l'excavation après glissement sur deux plans; passez à l'étape (h).

g) Vérifiez si la droite d'intersection qui plonge le plus (pôles A, B ou C), plonge plus que les lignes de pendage « dégagées » (pôles P_1 , P_2 ou P_3):

- Si oui, le mode d'instabilité potentielle est le glissement suivant deux plans préalablement à une chute dans l'excavation.
- Si non, le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation est impossible; arrêtez et procédez à l'analyse quant aux deux autres modes d'instabilité potentielle.

h) Calculez FSG en utilisant l'équation 50 ou 51. L'angle θ apparaissant dans ces équations est ici la plongée de la droite d'intersection qui « rencontre » le plan du toit ou de l'éponte supérieure et plonge le plus;

- Si $FSG \geq FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte par les plans structuraux est suffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.
- Si $FSG < FSG_r$, la résistance au cisaillement offerte les plans structuraux est insuffisante pour atteindre ou dépasser le facteur de sécurité recherché.

Exemple 5.3.4F - Soit une excavation souterraine dont le toit peut être représenté par un plan dont les paramètres d'orientation sont $[0^\circ, 10^\circ]$. Trois plans structuraux d'orientation connue se rencontrent au-dessus de cette excavation: soit PS1 $[310^\circ, 45^\circ]$, PS2 $[220^\circ, 40^\circ]$ et PS3 $[250^\circ, 20^\circ]$. La résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux peut être définie par un angle de frottement de 35° . On recherche le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre.

La figure 61 est le calque qui permet cette vérification. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Le plan du toit de l'excavation n'étant pas horizontal, il faut passer par l'étape c2 de la procédure. Le calque montre que la verticale (G) n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux (A, B et C). Ces dernières « rencontrent » le plan du toit. La ligne de pendage P_3 est « dégagée ». Toutefois, la plongée de cette dernière est inférieure à celle de la droite dont le pôle est A. Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans (PS1 et PS2) préalable à une chute. Pour procéder au calcul du FSG, il faut retourner au calque de la figure 61 et mesurer les angles θ , ξ et κ . On trouve $\theta = 33^\circ$ (plongée de la droite d'intersection A), $\xi = 124^\circ$ et $\kappa = 84^\circ$. Puisque la résistance au cisaillement mobilisable est la même sur les deux plans, on utilise l'équation 50:

$$\text{FSG} = \frac{\sin 86^\circ \tan 35^\circ}{\sin 62^\circ \tan 33^\circ} = 1,22$$

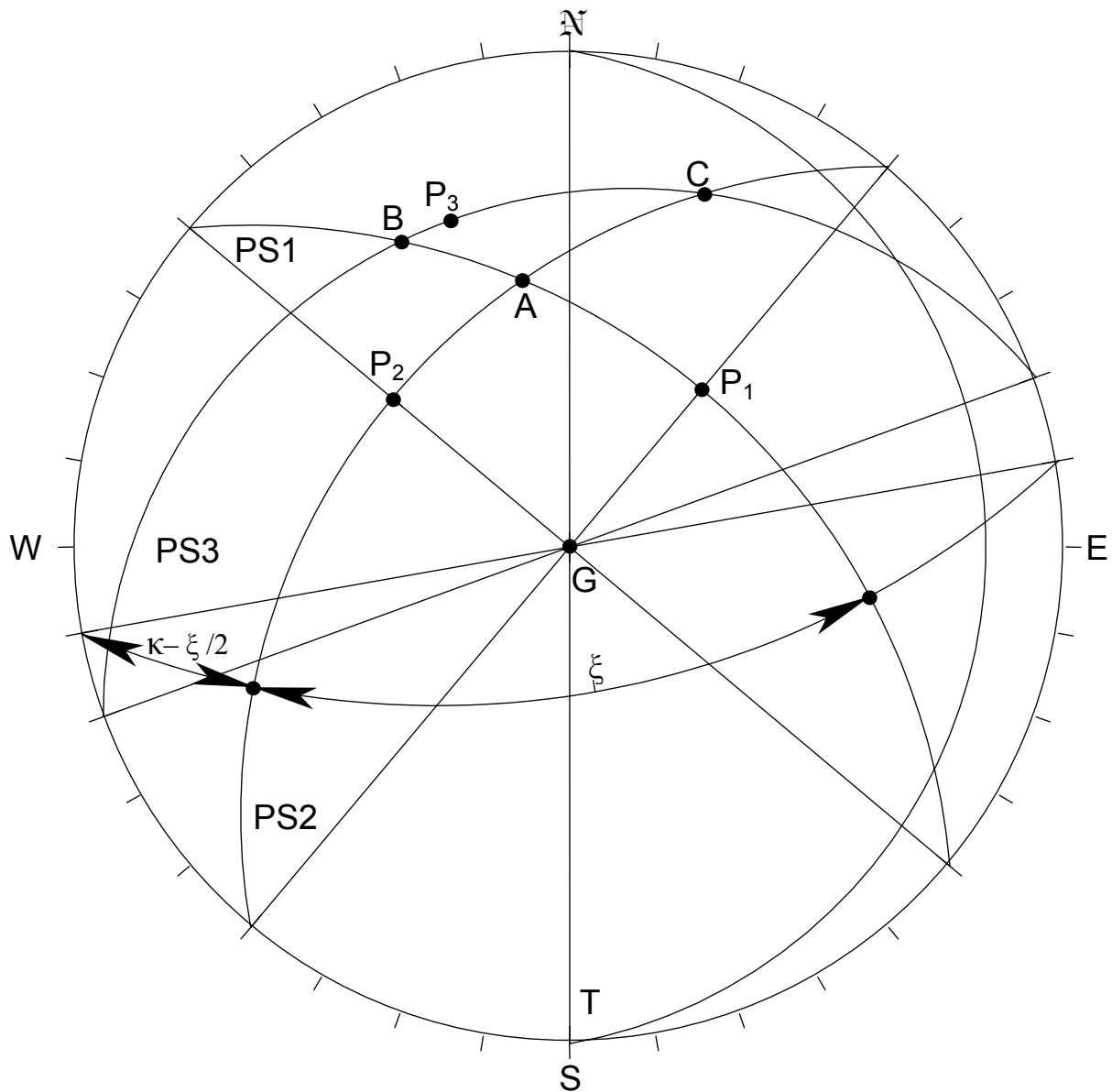


Figure 61 - Calque produit en projection stéréographique méridienne illustrant la procédure à suivre pour analyser la stabilité d'un toit ou d'une éponte supérieure quant à une chute après glissement deux plans (exemple 5.3.4F).

Le facteur de sécurité calculé est supérieur à l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit (s'il recherche par exemple un facteur de sécurité de 1,30) et qu'il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquemment.

Exemple 5.3.4G - Soit un chantier dont l'éponte supérieure peut être représentée par un plan dont les paramètres d'orientation sont $[40^\circ, 30^\circ]$. Trois plans structuraux d'orientation connue se rencontrent au-dessus de ce chantier: soit PS1 $[0^\circ, 20^\circ]$, PS2 $[20^\circ, 50^\circ]$ et PS3 $[260^\circ, 60^\circ]$. La résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux peut être définie par un angle de frottement de 30° . On demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre formé par les quatre plans.

La figure 62 est le calque qui permet cette vérification. Les pôles A, B et C sont les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. Le pôle G est la ligne d'action de la gravité. Le plan de l'éponte n'étant pas horizontal, il faut passer par l'étape c2 de la procédure. L'examen du calque révèle que la verticale (G) n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux (A, B et C). Les droites A, B et C « rencontrent » le plan de l'éponte. Mais le fait qu'aucune des lignes de pendage n'est « dégagée » élimine la possibilité de glissement sur un plan préalable à une chute; donc seul le glissement sur deux plans préalable à une chute demeure le mode d'instabilité potentielle. La droite d'intersection le pôle C plonge plus que les autres; c'est sa plongée qu'il faut introduire dans l'équation 50 pour le calcul du FSG (la résistance mobilisable est la même sur tous les plans structuraux). Pour procéder à ce calcul, il faut retourner au calque de la figure 62 et mesurer les angles appropriés. On trouve $\theta = 35^\circ$ (plongée de la droite d'intersection C), $\xi = 89^\circ$ et $\kappa = 96^\circ$:

$$\text{FSG} = \frac{\sin 96^\circ \tan 30^\circ}{\sin 45^\circ \tan 35^\circ} = 1,16$$

Le facteur de sécurité calculé est supérieur à l'unité; en principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit (s'il recherche par exemple un facteur de sécurité de 1,30) et qu'il doit alors modifier son design. Les modifications possibles sont discutées subséquemment.

D) Remarques

Un jeu de trois plans structuraux donnés se rencontrant à proximité d'un toit ou d'une éponte supérieure entraîne un mode d'instabilité potentielle qui dépend de l'orientation du toit ou de l'éponte supérieure relativement au jeu de plans structuraux, comme il a été spécifié dans le cas des talus (voir la section 5.3.2C) ainsi que dans celui des parement et des épones inférieures (voir la section 5.3.3C).

Considérons l'exemple 5.3.4G pour fins d'illustration. Si les paramètres d'orientation du plan de l'éponte supérieure étaient $[40^\circ, 60^\circ]$, le mode d'instabilité potentielle serait du type glissement sur le plan structural PS3 préalablement à une chute dans l'excavation. Dans le même exemple, il ne pourrait y avoir d'instabilité si les paramètres d'orientation du plan de l'éponte supérieure étaient $[10^\circ, 60^\circ]$.

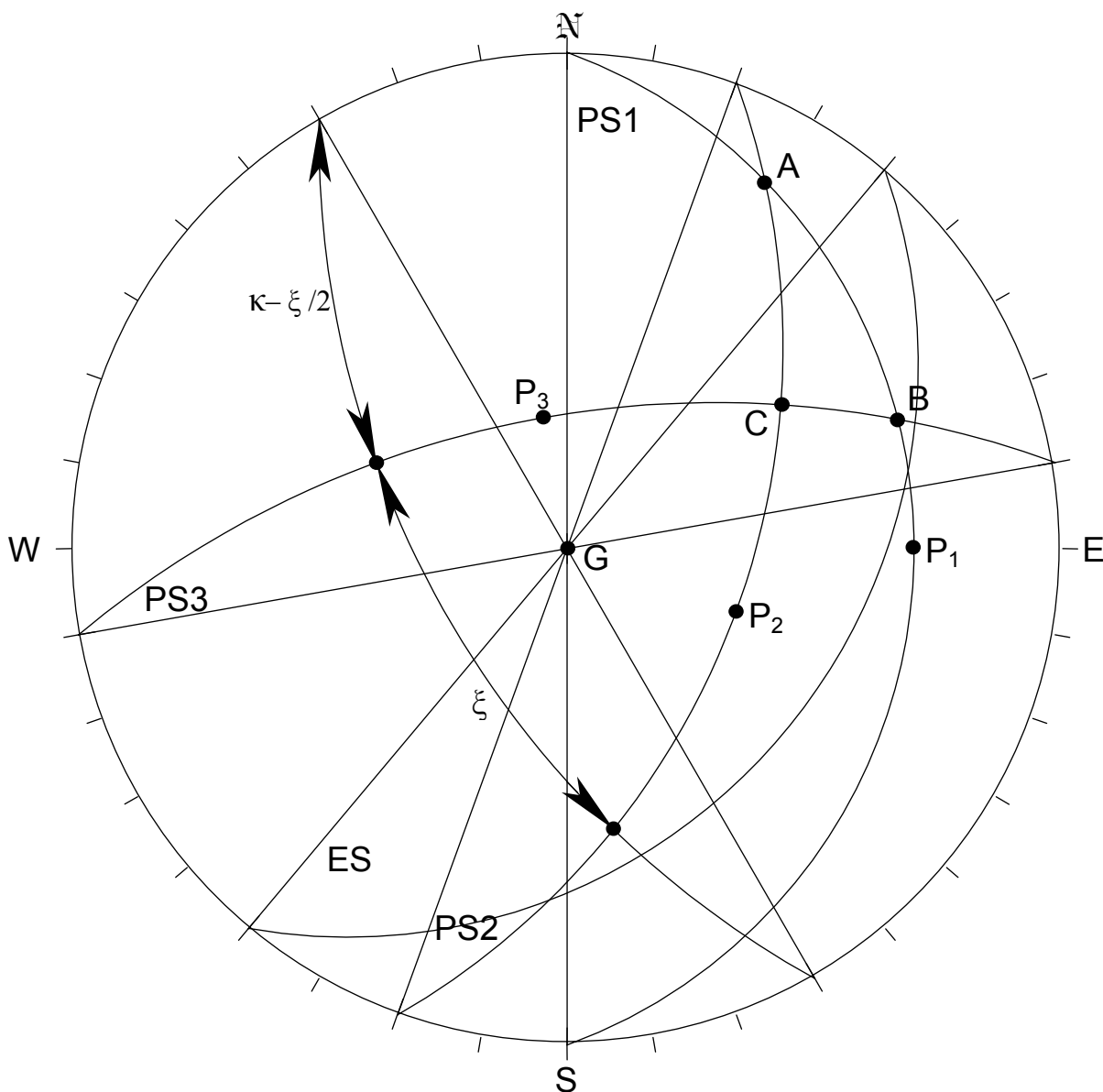


Figure 62 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.4G.

5.3.5. Le nombre de plans structuraux qui se rencontrent excèdent le nombre minimal

A) *Il y a plus de deux plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus*

La rencontre de plus de deux plans structuraux d'orientation connue à proximité d'un talus entraîne des situations comme celles illustrées aux figures 28 et 29 de la section 5.1.2.

L'analyse de stabilité dans de tels cas se fait en prenant les plans structuraux deux à deux et en suivant, pour chaque ensemble, les procédures présentées à la section 5.3.2. Le nombre N d'analyses à effectuer est défini par l'équation qui suit:

$$N = \frac{n(n-1)}{2} \quad (52)$$

où n est le nombre de plans structuraux présents. Ainsi, d'après l'équation 52, pour statuer sur la stabilité d'un cas impliquant trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'un talus comme il est illustré à la figure 63, il faut procéder à trois analyses puisque trois tétraèdres peuvent être formés. Dans les cas de la figure 63, les trois tétraèdres formés font intervenir le plan du talus et celui de la surface du socle rocheux. Un premier tétraèdre est formé par les plans structuraux PS1 et PS2 (droite d'intersection A), un deuxième, par les plans structuraux PS1 et PS3 (droite d'intersection B) et un troisième, par les plans structuraux PS2 et PS3 (droite d'intersection C). Notons qu'il est possible, comme l'illustre la figure 29, de rencontrer une situation dans laquelle le plan de la surface du socle rocheux n'intervient pas dans la formation de tous les tétraèdres.

Après avoir complété les analyses, il faut retenir le cas du tétraèdre donnant le plus petit facteur de sécurité contre le glissement comme étant celui qui caractérise la stabilité du talus. Ce tétraèdre est qualifié de critique dans la suite du document.

Exemple 5.3.5A - Trois plans structuraux, PS1[150°, 30°], PS2[120°, 50°] et PS3[240°, 60°] se rencontrent à proximité d'un talus [180°, 90°] (l'excavation se situe à l'ouest du talus). Le plan de la surface du socle rocheux est sub-horizontale. Les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux sont 25°, 45° et 35° pour les plans PS1, PS2 et PS3 respectivement. On demande de déterminer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise ce talus quant aux instabilités structurales.

Puisqu'il y a trois plans structuraux (n), le nombre d'analyses à effectuées (N) est donc 3, d'après l'équation 52. Les calques des figures 64a, 64b et 64c illustrent les

données du problème et ces dernières décrivent une situation comparable à celle du croquis de la figure 63.

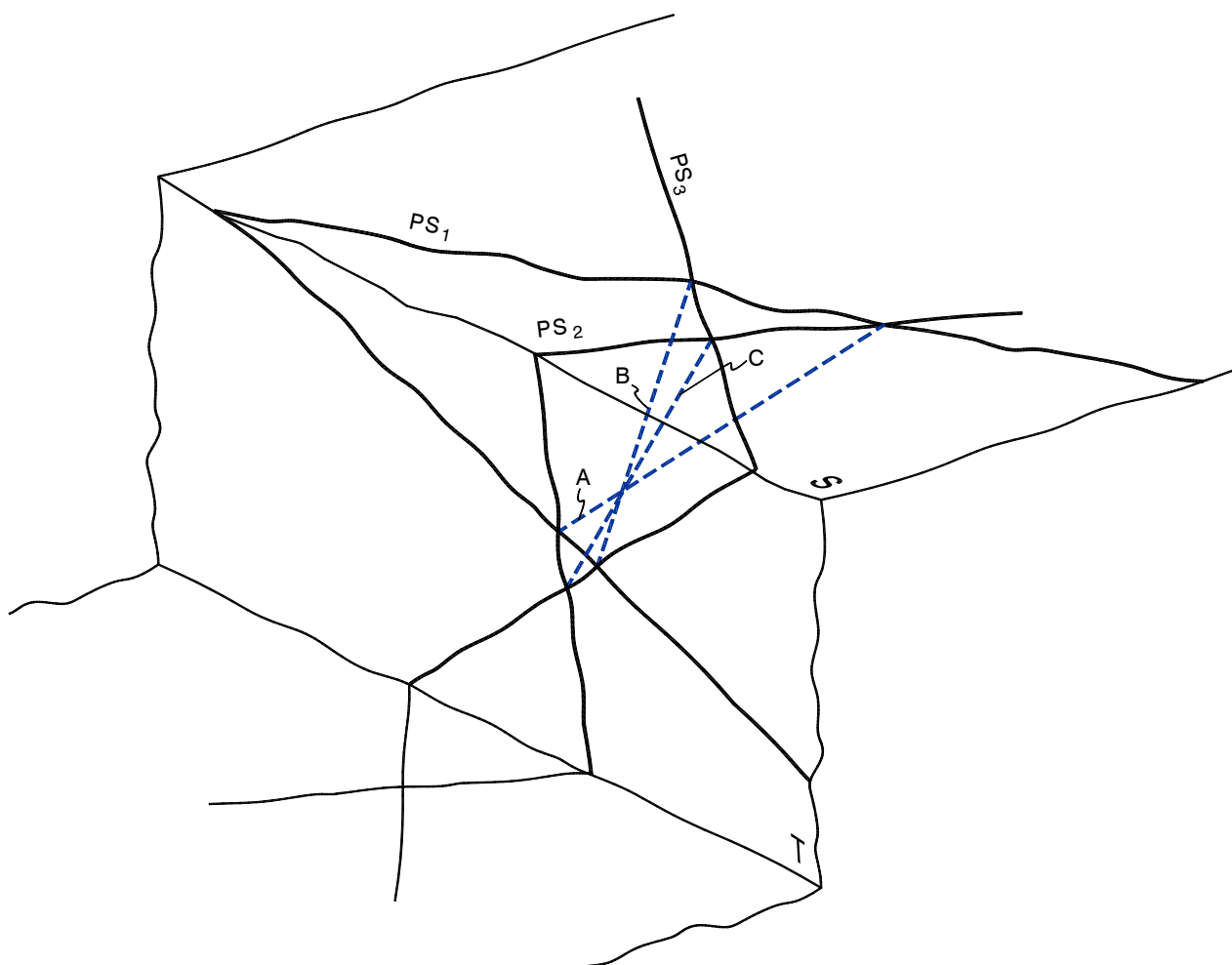


Figure 63 – Talus à proximité duquel se rencontrent trois plans structuraux illustrant les données de l'exemple 5.3.5A.

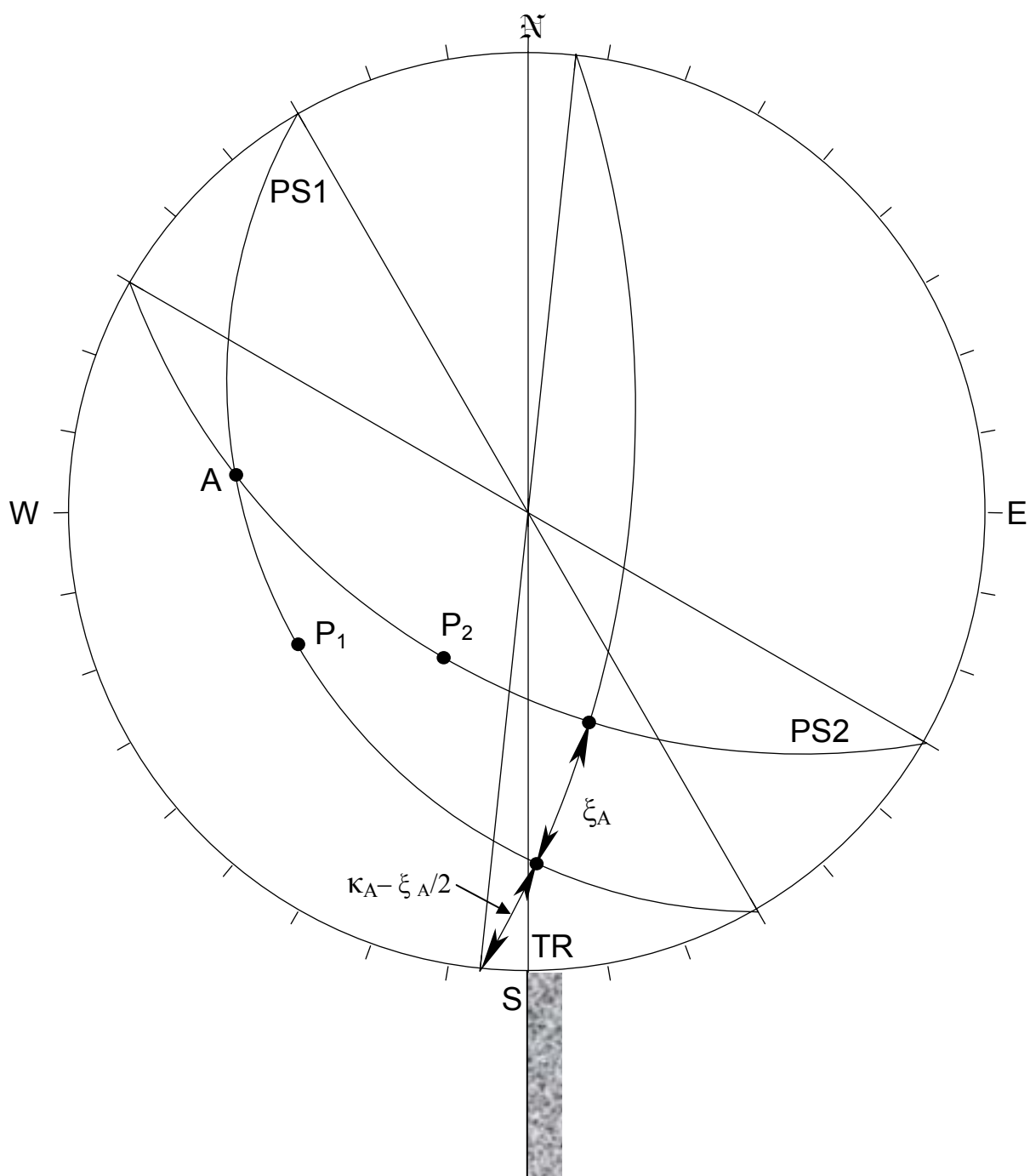


Figure 64a – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS1 et PS2.

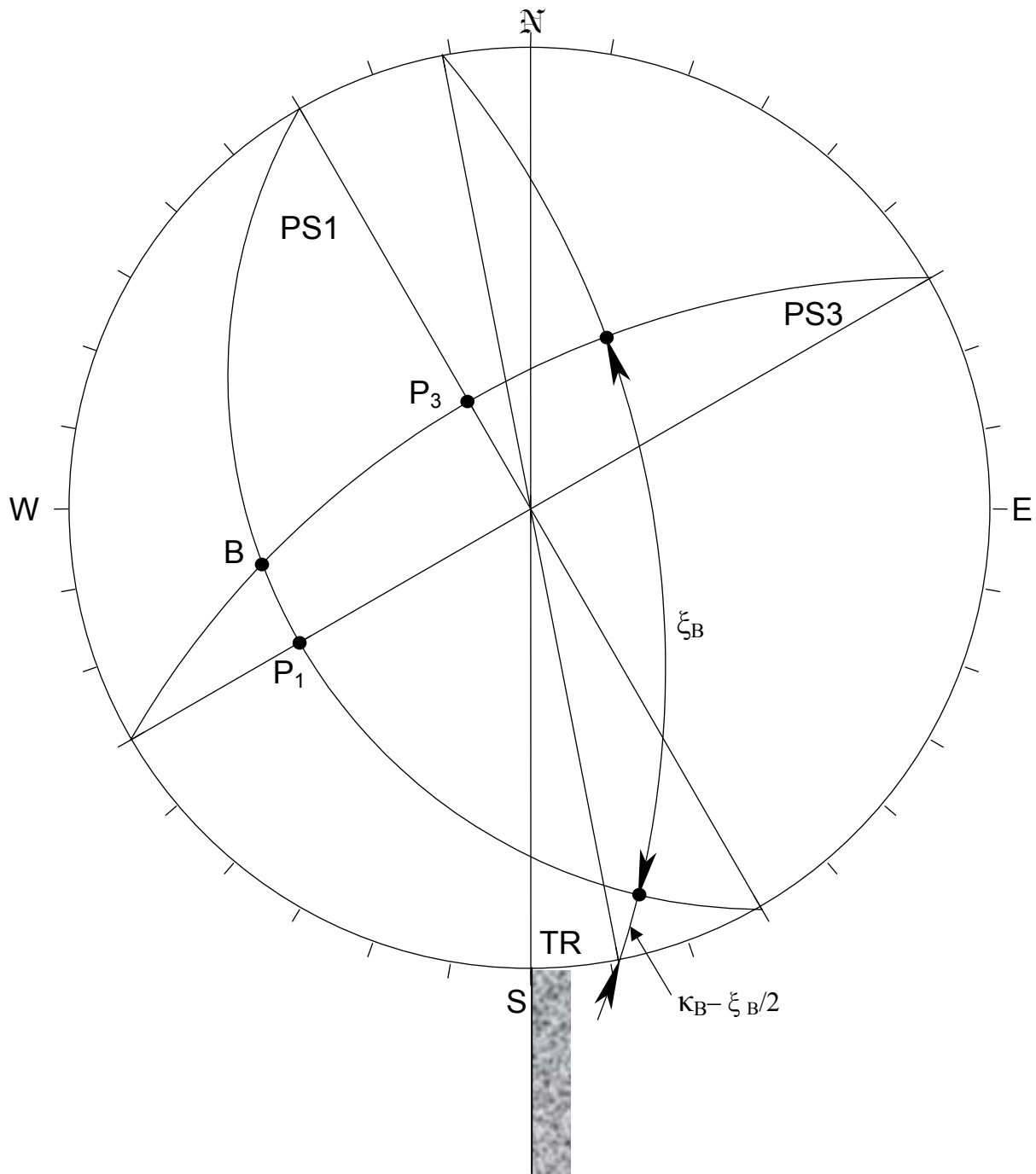


Figure 64b – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS1 et PS3.

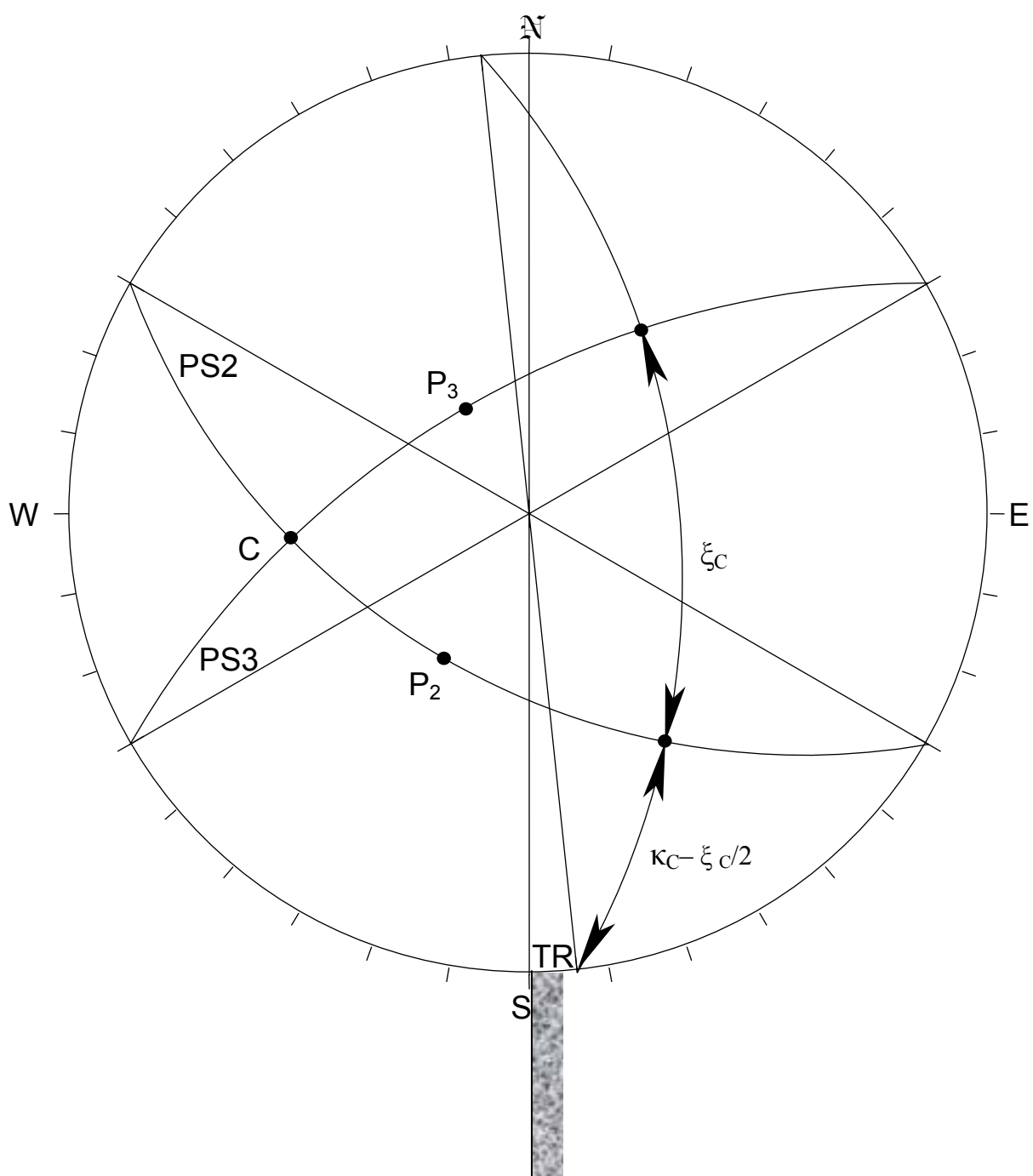


Figure 64c – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant uniquement les plans structuraux PS2 et PS3.

Première analyse - Pour cette première analyse, considérons les plans structuraux PS1 et PS2. Examinons d'abord la possibilité d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (la procédure est décrite à la section 5.3.2A).

Les plans PS1 et PS2 donnent une intersection représentée par le pôle A sur le calque de la figure 64a. Cette droite « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. Les lignes de pendage représentées par les pôles P₁ et P₂ « percent » le plan du talus mais elles ne sont pas « dégagées ». La procédure d'analyse proposée indique alors que le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est impossible. La procédure suivie jusqu'ici renvoie l'utilisateur à l'étape g de celle de la section 5.3.2B, puisque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur les plans PS1 et PS2 préalablement à une chute dans l'excavation. Le calcul du facteur de sécurité contre le glissement requiert, conformément à cet étape, la connaissance des angles θ , ξ et κ . Ces angles sont obtenus du calque de la figure 64a ($\theta_A = 24^\circ$, $\xi_A = 27^\circ$ et $\kappa_A = 30^\circ$). Puisque les angles de résistance au cisaillement mobilisable des plans PS1 et PS2 diffèrent, il faut faire appel à l'équation 51 pour le calcul du facteur de sécurité. Selon la convention propre à cette équation, l'angle κ_A a été mesuré du côté du plan PS1 et on doit poser que ϕ_A est l'angle de résistance au cisaillement mobilisable du plan PS1 alors que ϕ_B est l'angle de résistance au cisaillement mobilisable du plan PS2. On a donc :

$$FSG = \frac{\sin 44,5^\circ \tan 25^\circ + \sin 15,5^\circ \tan 45^\circ}{\sin 27^\circ \tan 24^\circ} = 2,99$$

Deuxième analyse - Pour la deuxième analyse, considérons le tétraèdre éventuellement formé par les plans structuraux PS1 et PS3 ainsi que le plan du talus et le plan de la surface du socle rocheux. Ces plans sont représentés sur le calque de la figure 64b.

Examinons d'abord, comme précédemment, le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation en suivant la procédure proposée à la section 5.3.2A. L'intersection des plans PS1 et PS3, représentée par le pôle B, « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. Les lignes de pendage représentées par les pôles P₁ et P₃ « percent » le plan du talus mais elles ne sont pas « dégagées ». La procédure d'analyse proposée suivie jusqu'à maintenant indique encore ici que le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation est impossible et invite l'utilisateur à passer à l'étape g de la procédure de la section 5.3.2B puisque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur les plans PS1 et PS3 suivi d'une chute dans l'excavation. Cet étape porte sur le calcul du facteur de sécurité contre le glissement qui doit être fait à l'aide de l'équation 51. Selon la convention propre à cette équation, l'angle κ doit être

mesuré du côté du plan PS1. Découlant aussi de cette convention, $\varphi_A = 25^\circ$ et $\varphi_B = 35^\circ$. Le calque de la figure 64b donne $\theta_B = 29^\circ$, $\xi_B = 115^\circ$ et $\kappa_B = 67^\circ$. Ce facteur est :

$$FSG = \frac{\sin 124,5^\circ \tan 25^\circ + \sin 9,5^\circ \tan 35^\circ}{\sin 115^\circ \tan 29^\circ} = 0,99$$

Troisième analyse - Pour cette dernière analyse, il faut considérer le tétraèdre éventuellement formé par les plans structuraux PS2 et PS3 ainsi que par le plan du talus et celui du socle rocheux. Ces plans sont représentés sur le calque de la figure 64c.

En suivant le procédure proposée pour l'analyse du cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.2A) on constate d'abord que l'intersection des plans PS2 et PS3 représentée par le pôle C sur le calque de la figure 64c « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. Les lignes de pendage dont les pôles sont P_1 et P_3 « percent » le plan du talus, mais ne sont pas « dégagées ». Il faut conclure que le glissement sur un plan préalablement à une chute est impossible. La procédure proposée demande alors de passer à l'étape g de la procédure suggérée à la section 5.3.2B puisque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur les plans PS2 et PS3 et chute dans l'excavation. Cet étape indique qu'il faut procéder au calcul du facteur de sécurité contre le glissement à l'aide de l'équation 51. D'après la convention propre à cette équation, l'angle κ doit être mesuré du côté du plan PS2. Toujours suivant cette convention, l'angle de résistance au cisaillement mobilisable φ_A est 45° , alors que l'angle de résistance au cisaillement mobilisable φ_B est 35° . Le calque de la figure 64c donne $\theta_C = 35^\circ$, $\xi_C = 90^\circ$ et $\kappa_C = 83^\circ$. Le facteur de sécurité est:

$$FSG = \frac{\sin 128^\circ \tan 35^\circ + \sin 38^\circ \tan 35^\circ}{\sin 90^\circ \tan 35^\circ} = 1,74$$

Conclusion - Le tétraèdre menant au plus petit facteur de sécurité contre le glissement est celui dont la droite d'intersection est B (PS1 et PS3 avec $FSG = 0,99$). Ce dernier est le tétraèdre critique. Il faut remarquer que les calques des figures 64b et 64c indiquent que la droite d'intersection C (PS2 et PS3) plonge plus que la droite d'intersection B (PS1 et PS3); cependant la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux PS2 et PS3 formant le tétraèdre dont la droite d'intersection est C est telle qu'elle conduit à un facteur de sécurité contre le glissement de 1,66, supérieur au facteur calculé pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est B (0,99).

Exemple 5.3.5B - On demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le talus de l'exemple 5.3.5A, en admettant que les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux sont 35° , 25° et 45° pour les plans PS1, PS2 et PS3 respectivement.

Les paramètres d'orientation des plans demeurant inchangés, les modes d'instabilité potentielle établis dans l'exemple 5.3.5A se conservent. Seules les valeurs des facteurs de sécurité changent puisque les angles de résistance au cisaillement mobilisable ont été modifiés. On trouve donc, avec la *première analyse*, 3,04 comme facteur de sécurité pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est A (PS1 et PS2), Avec la *deuxième analyse*, le facteur de sécurité est 1,48 pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est B (PS1 et PS3). Quant à la *troisième analyse*, elle mène à un facteur de sécurité de 1,40 pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est C (PS2 et PS3). Avec le présent exemple, la *conclusion* est que le plus petit facteur de sécurité contre le glissement est 1,40 et que le tétraèdre critique est celui dont la droite d'intersection est C (PS2 et PS3). Le mode d'instabilité potentielle demeure le glissement sur deux plans et chute dans l'excavation.

Exemple 5.3.5C - On demande de calculer le facteur de sécurité du talus de l'exemple 5.3.5A en considérant que les angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux sont 35° , 45° et 25° pour les plans PS1, PS2 et PS3 respectivement.

Puisque les paramètres d'orientation des plans demeurent inchangés, les modes d'instabilité potentielle établis dans l'exemple 5.3.5A se conservent et seules les valeurs des facteurs de sécurité changent étant donné que les angles de résistance au cisaillement mobilisable ne sont plus les mêmes. La *première analyse* conduit à un facteur de sécurité de 3,79 pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est A (PS1 et PS2). Le facteur de sécurité découlant de la *deuxième analyse* est 1,30 pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est B (PS1 et PS3). En procédant à la *troisième analyse*, on trouve un facteur de sécurité de 1,54 pour le tétraèdre dont la droite d'intersection est C (PS2 et PS3). En *conclusion*, on tire que le tétraèdre critique est celui dont la droite d'intersection est B (PS1 et PS3). Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation.

Exemple 5.3.5D - Un talus [90° , 70°] sera découpé en un endroit où se rencontrent trois plans structuraux: PS1[210° , 60°], PS2[330° , 60°] et PS3[110° , 30°]. Le plan de la surface du socle rocheux est sub-horizontal et l'angle de résistance au cisaillement mobilisable est 35° pour les trois plans structuraux. On vous demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise ce talus quant aux instabilités structurales.

Puisqu'il y a trois plans structuraux, il y a donc, d'après l'équation 52, trois (3) analyses à effectuer. Le calque de la figure 65 illustre les données du problème.

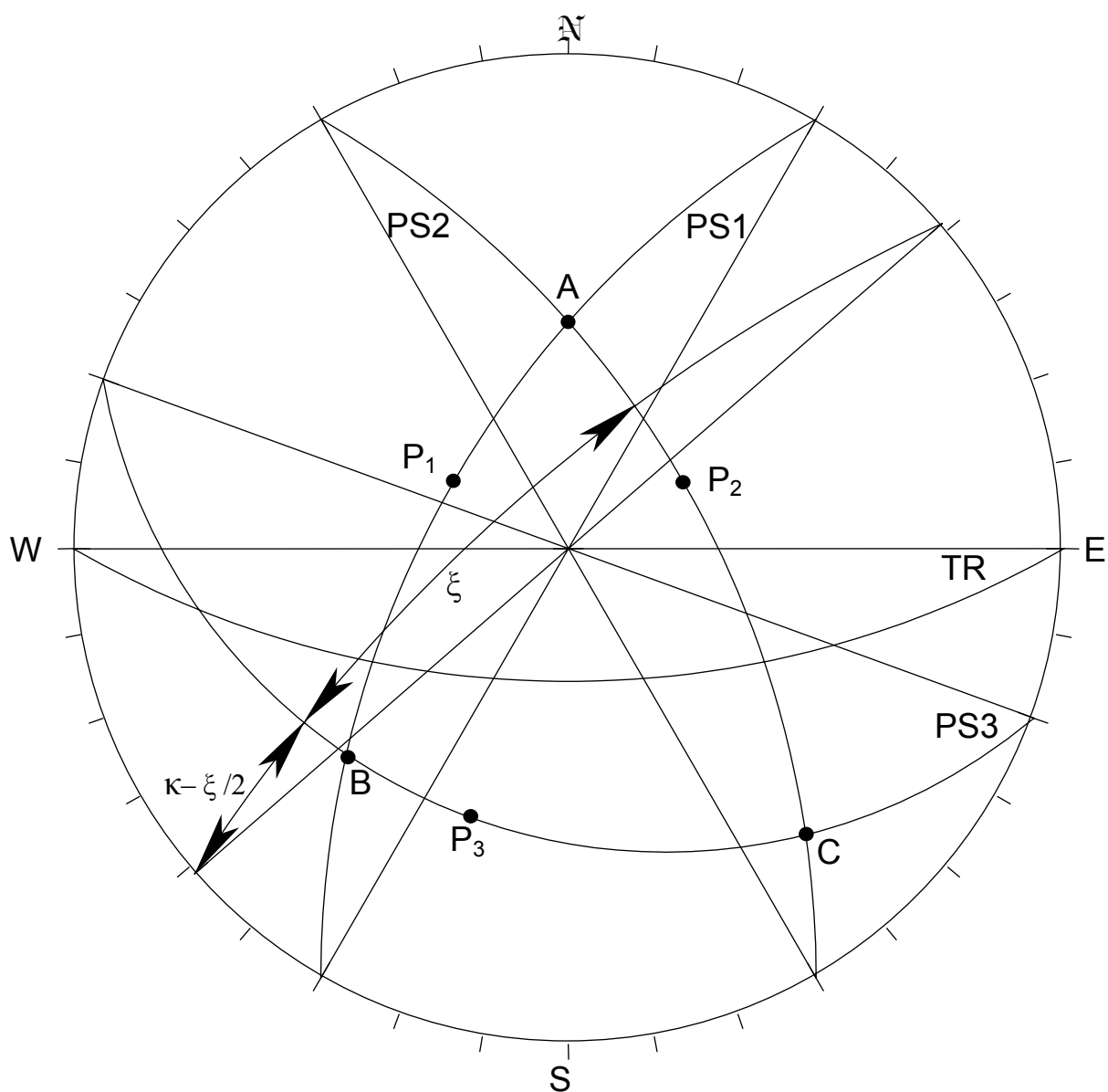


Figure 65 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du talus de l'exemple 5.3.5D.

Première analyse - Pour cette analyse, considérons les plans structuraux PS1 et PS2. Ces derniers forment éventuellement un premier tétraèdre avec le plan du talus et le plan de la surface du socle rocheux. Suivons d'abord la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.2A).

Les plans PS1 et PS2 donnent une intersection dont le pôle est A sur le calque de la figure 65. Elle ne « perce » pas le plan du talus. Donc, ces plans deux plans structuraux ne forment pas de tétraèdre avec les plans du talus et de la surface du socle rocheux.

Deuxième analyse - Pour cette deuxième analyse, considérons le tétraèdre éventuellement formé par les plans structuraux PS1 et PS3, le plan du talus et le plan de la surface du socle rocheux. Considérons d'abord la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.2A).

En examinant le calque de la figure 65, on constate que l'intersection des plans PS1 et PS3 dont le pôle est B « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux, formant ainsi un tétraèdre. Seule la ligne de pendage dont le pôle est P₃ « perce » le plan du talus et elle est « dégagée ». Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS3 préalablement à une chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité contre le glissement est, d'après l'équation 35:

$$FSG = \frac{\tan 35^\circ}{\tan 30^\circ} = 1,21$$

Troisième analyse - Pour cette dernière analyse, nous nous intéressons aux plans structuraux PS1 et PS3 et nous considérons d'abord la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.2A).

D'après le calque de la figure 65, l'intersection des plans PS2 et PS3, représentée par le pôle C « perce » le plan du talus et « rencontre » le plan de la surface du socle rocheux. Il y a donc un tétraèdre de formé. Bien que la ligne de pendage représentée par le pôle P₃ « perce » le plan du talus, elle n'est pas « dégagée ». La procédure indique alors qu'un glissement sur un plan préalablement à une chute est impossible et qu'il faut passer à l'étape g de la procédure présentée à la section 5.3.2B. Le mode d'instabilité potentielle est donc le glissement sur les plans PS2 et PS3 préalablement à une chute dans l'excavation et cet étape spécifie qu'il faut calculer le facteur de

sécurité contre le glissement avec l'équation 50. Le calque de la figure 65 donne $\theta = 16^\circ$, $\xi = 97^\circ$ et $\kappa = 72^\circ$. Ce facteur de sécurité est:

$$FSG = \frac{\sin 72^\circ \tan 35^\circ}{\sin 48,5^\circ \tan 16^\circ} = 3,08$$

Conclusion - Le tétraèdre menant au plus petit facteur de sécurité contre le glissement est celui dont la droite d'intersection est représentée par le pôle B (PS1 et PS3 avec $FSG = 1,21$). Ce dernier est le tétraèdre critique. Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS3 préalablement la chute dans l'excavation.

B) Il y a plus de trois plans structuraux qui se rencontrent à proximité d'une excavation souterraine

L'analyse de stabilité dans les cas où plus de trois plans structuraux se rencontrant à proximité d'une paroi d'une excavation souterraine se fait en prenant les plans structuraux trois à trois et en procédant de la façon présentée aux sections 5.3.3 ou 5.3.4 selon le type de paroi rocheuse rencontrée.

Le nombre d'analyses à effectuer N, si n représente le nombre de plans structuraux présents, s'obtient de l'équation suivante (Priest, 1985):

$$N = \frac{n!}{6(n-3)!} \quad (53)$$

Ce nombre N croît donc rapidement: sept plans structuraux se rencontrant à proximité d'une paroi d'un souterrain donnent naissance à trente-cinq tétraèdres! Il faut retenir le cas du tétraèdre qui donne le plus petit facteur de sécurité contre le glissement. Comme dans le cas des talus, ce tétraèdre est qualifié de critique dans la suite du document.

Contrairement aux talus, il peut y avoir plus d'un tétraèdre critique avec les excavations souterraines lorsque le nombre de plans structuraux se rencontrant à proximité d'une paroi est supérieur au nombre minimal. Si, par exemple, on examine la situation la plus simple, c'est-à-dire lorsque quatre plans structuraux se rencontrent à proximité d'une paroi, on constate qu'il faut procéder à quatre analyses de stabilité. Les quatre tétraèdres soumis à l'analyse sont les suivants : PS1, PS2, PS3 et la paroi, PS1, PS2, PS4 et la paroi, PS1, PS3, PS4 et la paroi et PS2, PS3, PS4 et la paroi. Il est possible que les deux premiers tétraèdres de la liste précédente aient le glissement sur les plans structuraux PS1 et PS2 préalablement à une chute comme mode d'instabilité potentielle, menant ainsi au même facteur de sécurité. Ce facteur

de sécurité peut ne pas être le plus petit des facteurs de sécurité calculés pour les différents tétraèdres. Cependant, si ce facteur de sécurité est plus petit que ceux que donnent les analyses de stabilité des deux derniers tétraèdres, il y a donc deux tétraèdres critiques. Mais,, remarquons qu'il n'y a qu'un seul mode d'instabilité potentielle correspondant à ces tétraèdres. On pourrait reprendre cette présentation en référant aux autres tétraèdres et/ou en référant à d'autres modes d'instabilité potentielle.

La présence de deux tétraèdres critiques correspond en pratique au phénomène suivant. S'il y a instabilité, le tétraèdre qui chuterait dans l'excavation serait, à coup sûr, coupé en deux polyèdres par un plan structural. Ainsi, avec l'exemple du paragraphe précédent, si c'est le tétraèdre formé par les plans PS1, PS2, PS3 et celui de la paroi qui est instable, il serait recoupé par le plan structural PS4. Toutefois, si c'est le tétraèdre formé par les plans PS1, PS2, PS4 et celui de la paroi qui était instable, il serait recoupé par le plan PS3.

Exemple 5.3.5E - On projette d'excaver une chambre souterraine. Le parement nord de cette chambre aura $[90^\circ, 90^\circ]$ comme paramètres d'orientation. D'après les investigations du site, quatre plans structuraux sont susceptibles de se rencontrer au nord du parement et les paramètres d'orientation prévus de ces derniers sont: PS1 $[80^\circ, 20^\circ]$, PS2 $[160^\circ, 60^\circ]$, PS3 $[20^\circ, 50^\circ]$ et PS4 $[290^\circ, 30^\circ]$. À la lumière des premiers résultats des essais mécaniques commandés par l'ingénieur responsable du projet, la valeur des angles de résistance au cisaillement mobilisable le long de ces quatre plans structuraux serait comparable et égale à 30° . On demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérisera ce parement quant aux instabilités structurales.

En faisant $n = 4$ dans l'équation 53, on trouve qu'il faut procéder à quatre analyses. Les calques des figures 66a à 66d représentent les données de l'exemple.

Première analyse - Pour cette première analyse, considérons d'abord le tétraèdre constitué par les plans structuraux PS1, PS2 et PS3 ainsi que par le plan du parement qui sont tous quatre représentés sur le calque de la figure 66a. Suivons d'abord la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.3A).

Les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux dont les pôles sont A, B et D, « percent » le plan du parement. De même, les lignes de pendages, identifiées par les pôles P_1 , P_2 et P_3 , « percent » aussi ce plan, mais seule la ligne de pendage P_1 est « dégagée ». Toutefois, la droite d'intersection D qui « perce » plonge plus que la ligne de pendage P_1 . Il faut conclure que le glissement sur un plan préalablement à une chute est impossible. Il faut alors admettre que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur les plans structuraux PS2 et PS3

préalablement à un chute dans l'excavation et passer à l'étape g de la procédure proposée à la section 5.3.3B. D'après cet étape, le facteur de sécurité contre le glissement s'obtient de l'équation 50 alors que le calque de la figure 66a donne $\theta_D = 25^\circ$, $\xi_D = 80^\circ$ et $\kappa_D = 95^\circ$:

$$FSG = \frac{\sin 95^\circ \tan 30^\circ}{\sin 39,5^\circ \tan 25^\circ} = 1,93$$

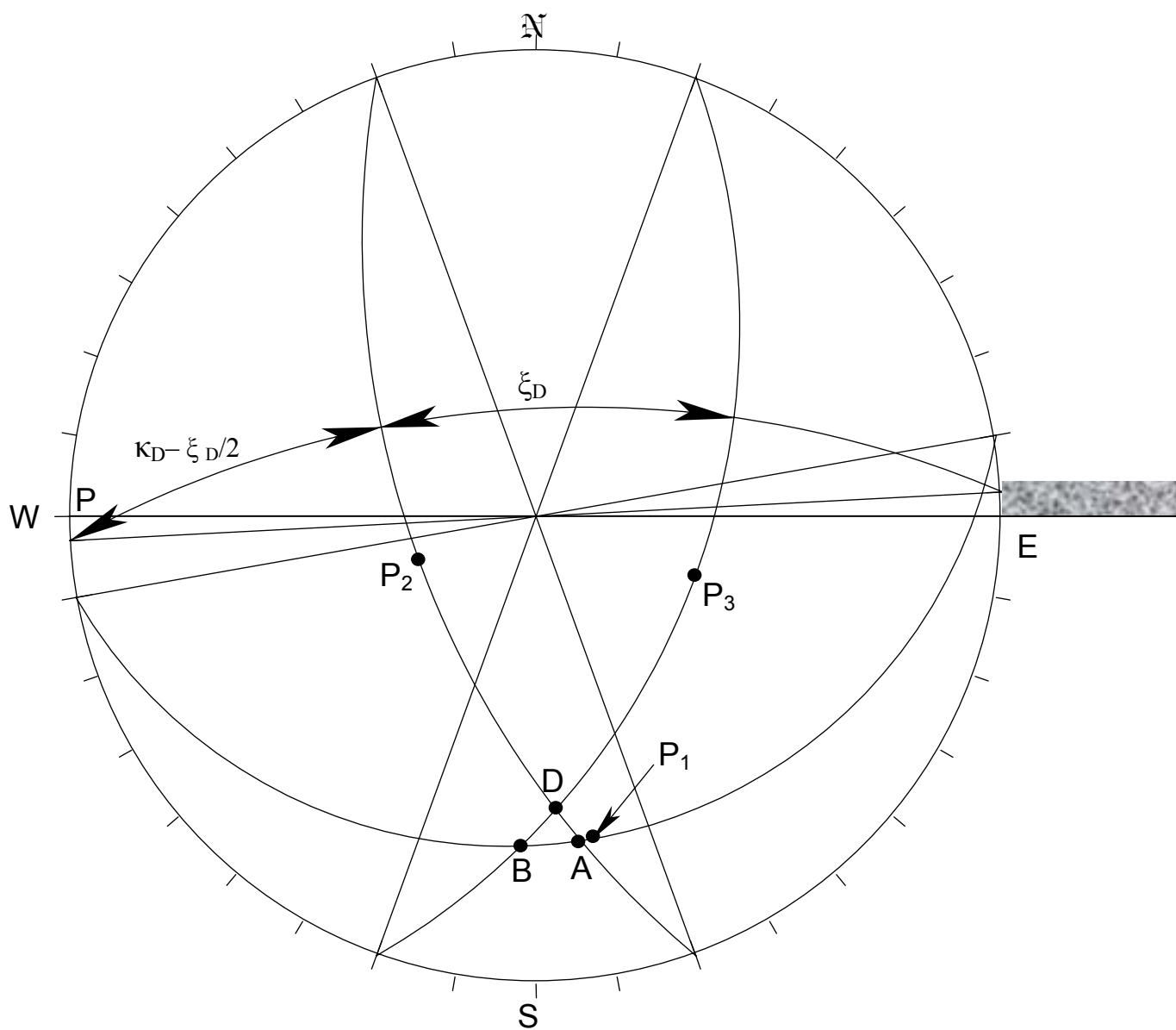


Figure 66a – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS2 et PS3.

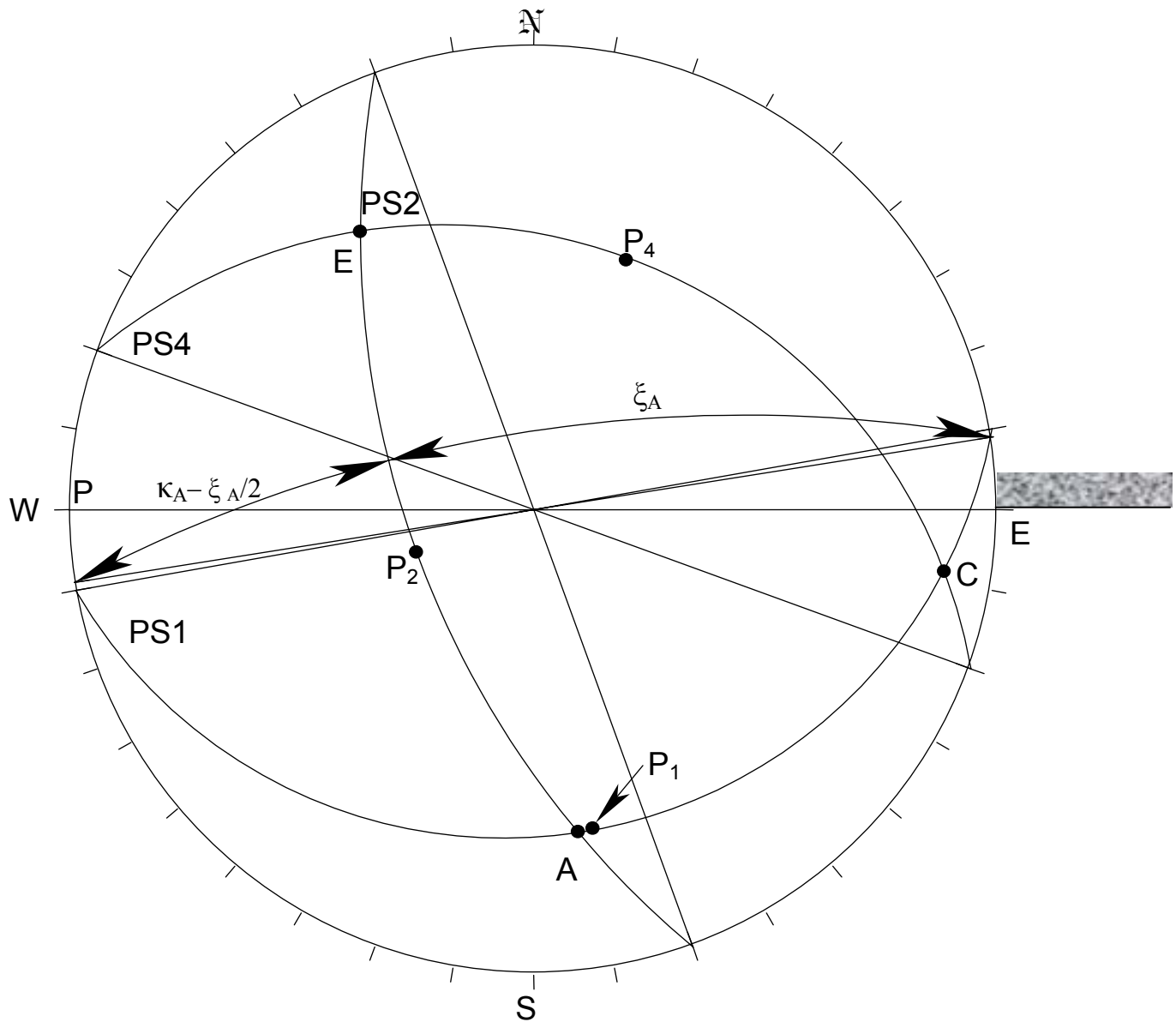


Figure 66b – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS2 et PS4.

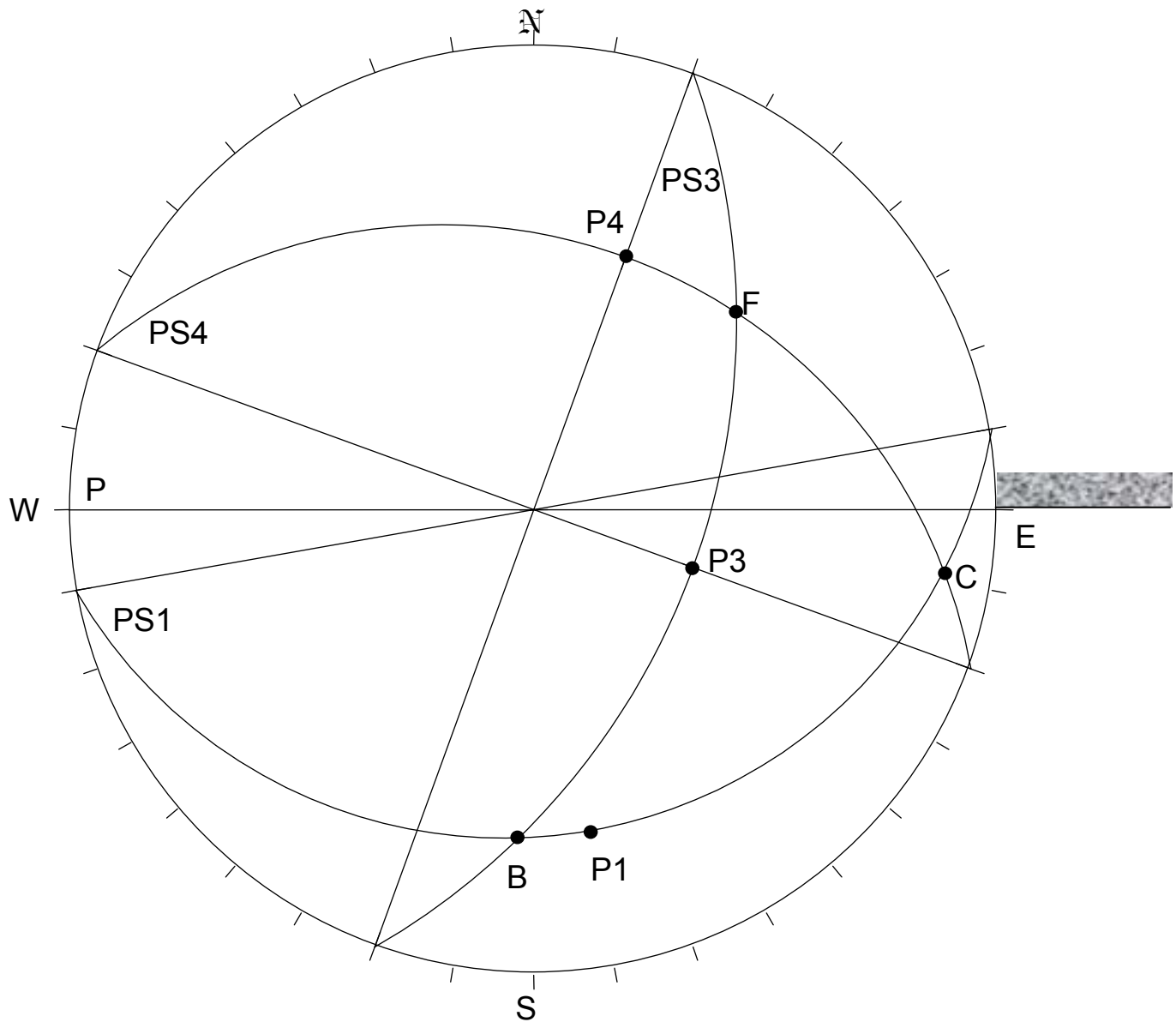


Figure 66c – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS1, PS3 et PS4.

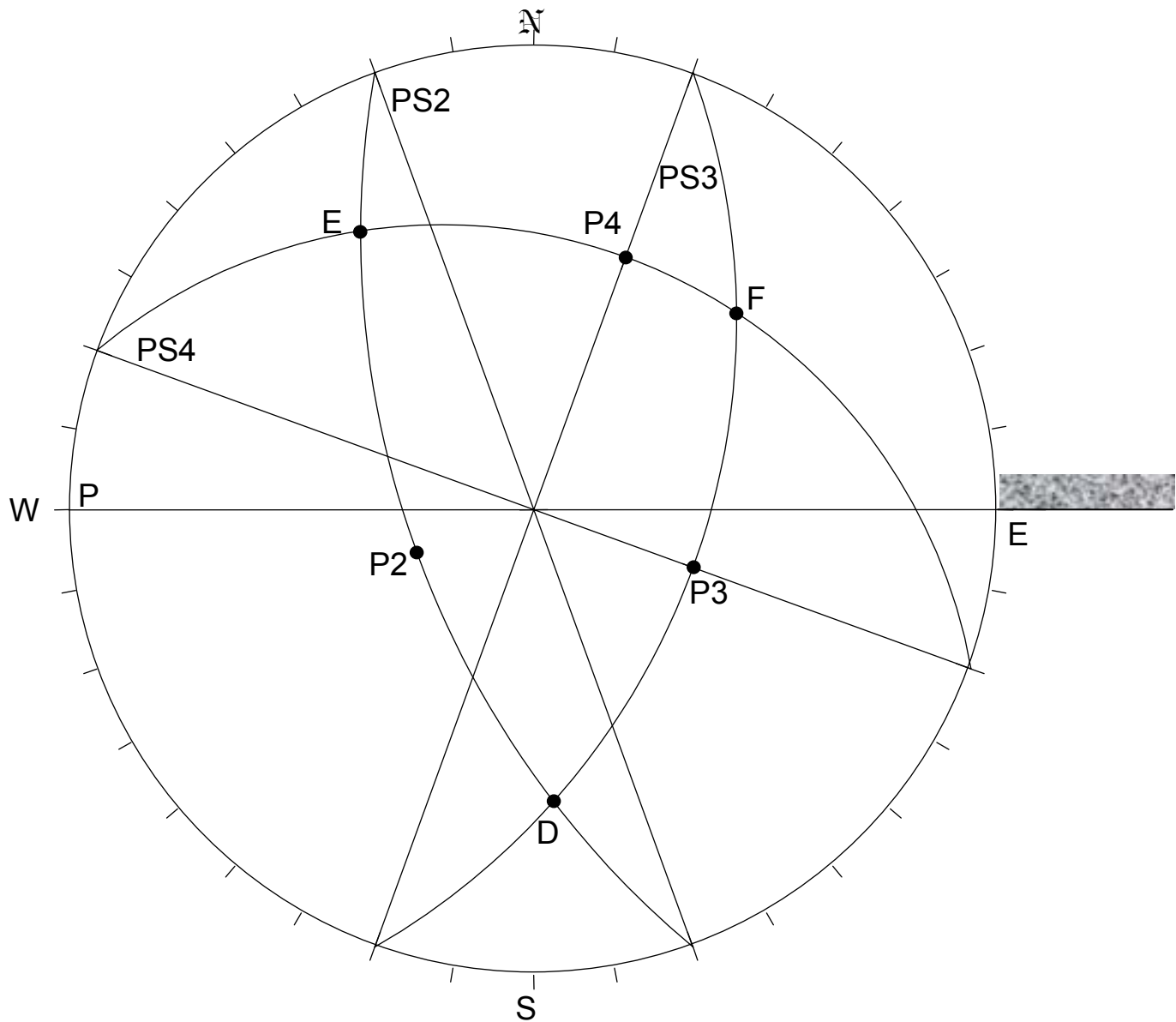


Figure 66d – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du parement de l'exemple 5.3.5E en considérant uniquement les plan PS2, PS3 et PS4.

Deuxième analyse - Cette deuxième analyse implique le tétraèdre formé par les plans structuraux PS1, PS2 et PS4 ainsi que par le plan du parement. Ils sont représentés sur le calque de la figure 66b. Comme précédemment, suivons d'abord la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.3A).

L'examen du calque de la figure 66b montre que parmi les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux, identifiées par les pôles A, C et E, seules les droites A et C « percent » le plan du parement. Bien que deux des lignes de pendage « percent » ce plan, soit les lignes de pendage représentées par les pôles P₁ et P₂, aucune de ces lignes n'est « dégagée ». On en déduit alors que le glissement sur un plan préalablement à une chute est impossible et il faut aller à l'étape g de la procédure présentée à la section 5.3.3B, procédure s'appliquant à l'analyse du glissement sur deux plans préalablement à une chute. Puisque la droite d'intersection A plonge plus que la droite d'intersection C, le glissement éventuel se ferait sur les plans structuraux PS1 et PS2. On obtient $\theta_A = 19^\circ$, $\xi_A = 123^\circ$ et $\kappa_A = 109,5^\circ$ du calque de la figure 66b et à l'aide de l'équation 50, on trouve comme facteur de sécurité contre le glissement:

$$FSG = \frac{\sin 109,5^\circ \tan 30^\circ}{\sin 61,5^\circ \tan 19^\circ} = 1,72$$

Troisième analyse - Soit le tétraèdre présenté sur le calque de la figure 66c, tétraèdre formé par les plans structuraux PS1, PS3 et PS4 ainsi que par le plan du parement. Débutons cette analyse de stabilité en suivant la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.3A).

On constate, à partir du calque de la figure 66c que parmi les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux, soit les pôles B, C et F, seules les droites B et C « percent » le plan du parement. De même, les lignes de pendage représentées par les pôles P₁ et P₃ sont les deux seules à « percer » ce plan. Toutefois, la ligne de pendage P₁ étant « dégagée », il faut conclure que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS1 préalablement à une chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité contre le glissement est, d'après l'équation 35:

$$FSG = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 20^\circ} = 1,59$$

Quatrième analyse - La dernière combinaison de plans structuraux formant un tétraèdre avec le plan du parement de la chambre souterraine est celle qui fait

intervenir les plans PS2, PS3 et PS4. Ces plans sont représentés sur le calque de la figure 66d.

Débutons l'analyse en suivant la procédure proposée pour le cas d'un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.3A). Des trois droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux et identifiées sur le calque de la figure 66d par les pôles D, E et F, seule la droite D « perce » le plan du parement. Bien que les lignes de pendage représentées par les pôles P_1 et P_3 « percent » ce plan, aucune des deux n'est « dégagées ». Le mode d'instabilité potentielle est conséquemment le glissement sur les plans structuraux PS2 et PS3 dont la droite d'intersection est représentée par le pôle D sur le calque de la figure 66d. Le cas de cette quatrième analyse revient donc à celui de la première analyse et le facteur de sécurité contre le glissement est 1,93.

Conclusion - Le tétraèdre critique est celui défini dans le troisième analyse et le facteur de sécurité contre le glissement qui le caractérise est 1,59. Le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS1. Les première et quatrième analyses donnent le même mode d'instabilité potentielle impliquant les mêmes plans structuraux et menant au même facteur de sécurité, soit 1,93. Ce facteur de sécurité n'étant pas le plus petit parmi ceux calculés, les tétraèdres en cause ne sont pas les tétraèdres critiques.

Exemple 5.3.5F - On prévoit l'existence de 4 plans structuraux à proximité d'une éponte supérieure d'un gisement qu'on désire exploiter par chambres ouvertes. Les paramètres d'orientation des plans structuraux sont: PS1[0°, 20°], PS2[20°, 50°], PS3[260°, 60°] et PS4[110°, 50°]. Quant à l'éponte supérieure, ses paramètres d'orientation sont [40°, 60°]. On demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérisera cette éponte supérieure lors de l'exploitation. L'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long des quatre plans structuraux est 30°.

Pour connaître le nombre d'analyses à effectuer pour trouver le tétraèdre critique, il faut faire $n = 4$ dans l'équation 53; on trouve que $N = 4$. Il faut donc procéder à quatre analyses.

Première analyse - Pour cette première analyse, considérons le tétraèdre formé par les plans structuraux PS1, PS2 et PS3 ainsi que par le plan de l'éponte supérieure (voir le calque de la figure 67a). Suivons d'abord la procédure proposée pour le cas d'une chute dans l'excavation sans glissement préalable présentée à la section 5.3.4A. Les pôles A, B et D représentent les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux. La ligne d'action de la gravité (la verticale) est représentée par le pôle G. Le plan de l'éponte supérieure n'étant pas horizontal, il faut considérer l'étape c2 de la procédure plutôt que l'étape c1. La verticale n'est pas incluse dans le faisceau de droite d'intersection A, B et D. Puisque les droites d'intersection A et D « rencontrent » le plan de l'éponte, la chute sans glissement préalable est impossible.

En second lieu, analysons le cas en suivant la procédure de glissement sur un plan antérieurement à une chute, décrite à la section 5.3.4B. Le plan de l'éponte supérieure n'étant pas horizontal, il faut considérer l'étape c2 de la procédure et la verticale représentée par le pôle G n'est pas incluse dans le faisceau des droites d'intersection A, B et D. Ceci nous amène à l'étape e. Les droites d'intersection A et D « rencontrent » le plan de l'éponte supérieure. Les lignes de pendage P_1 et P_3 sont « dégagées ». P_3 plonge plus que P_1 et plus que A, le pôle de la droite d'intersection des plans PS1 et PS2. Par conséquent, le seul mode d'instabilité potentielle admissible est le glissement sur un plan préalablement à une chute. L'équation 35 donne, comme facteur de sécurité :

$$FSG = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 60^\circ} = 0,33$$

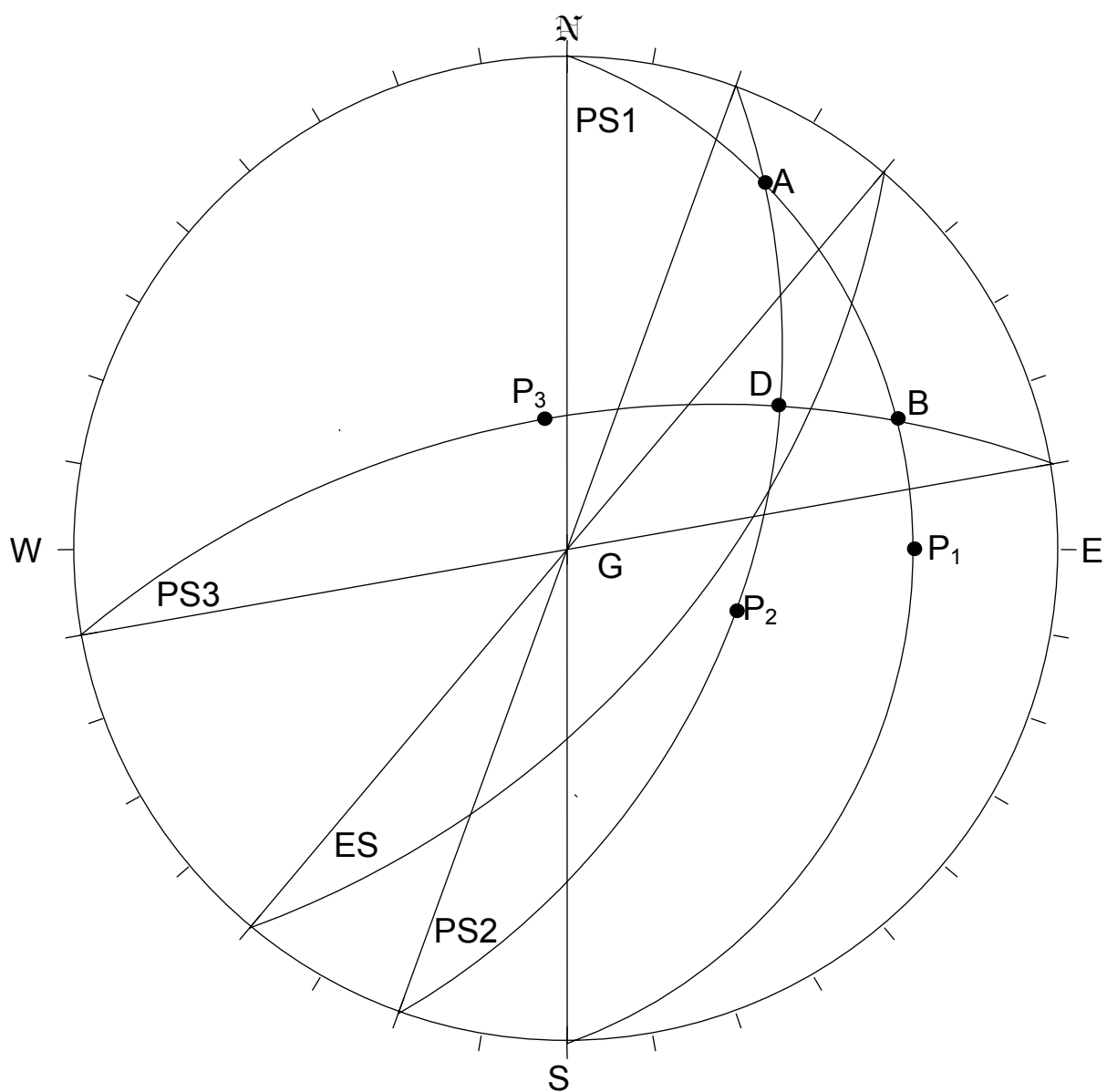


Figure 67a - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS2 et PS3.

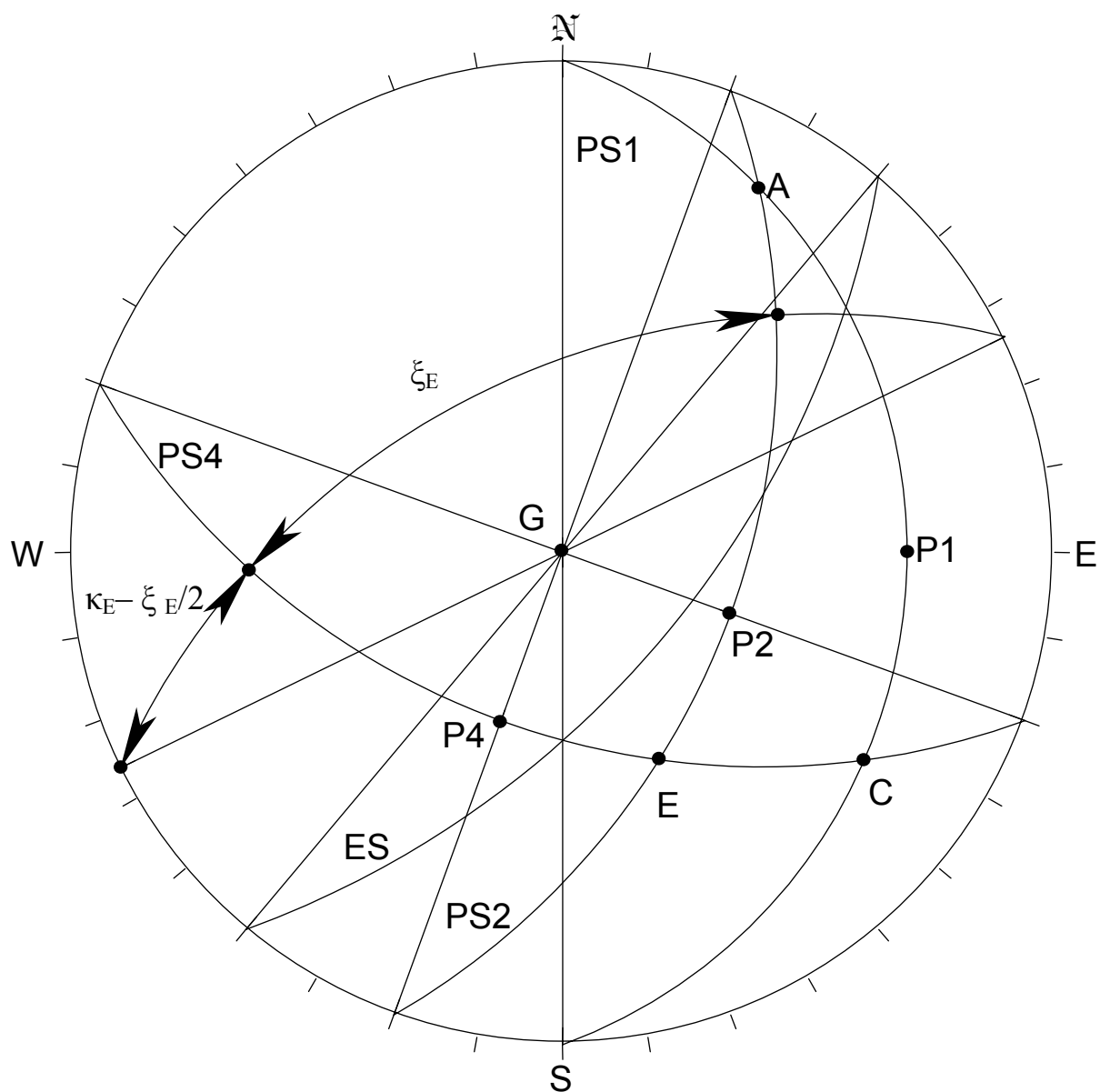


Figure 67b - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS2 et PS4.

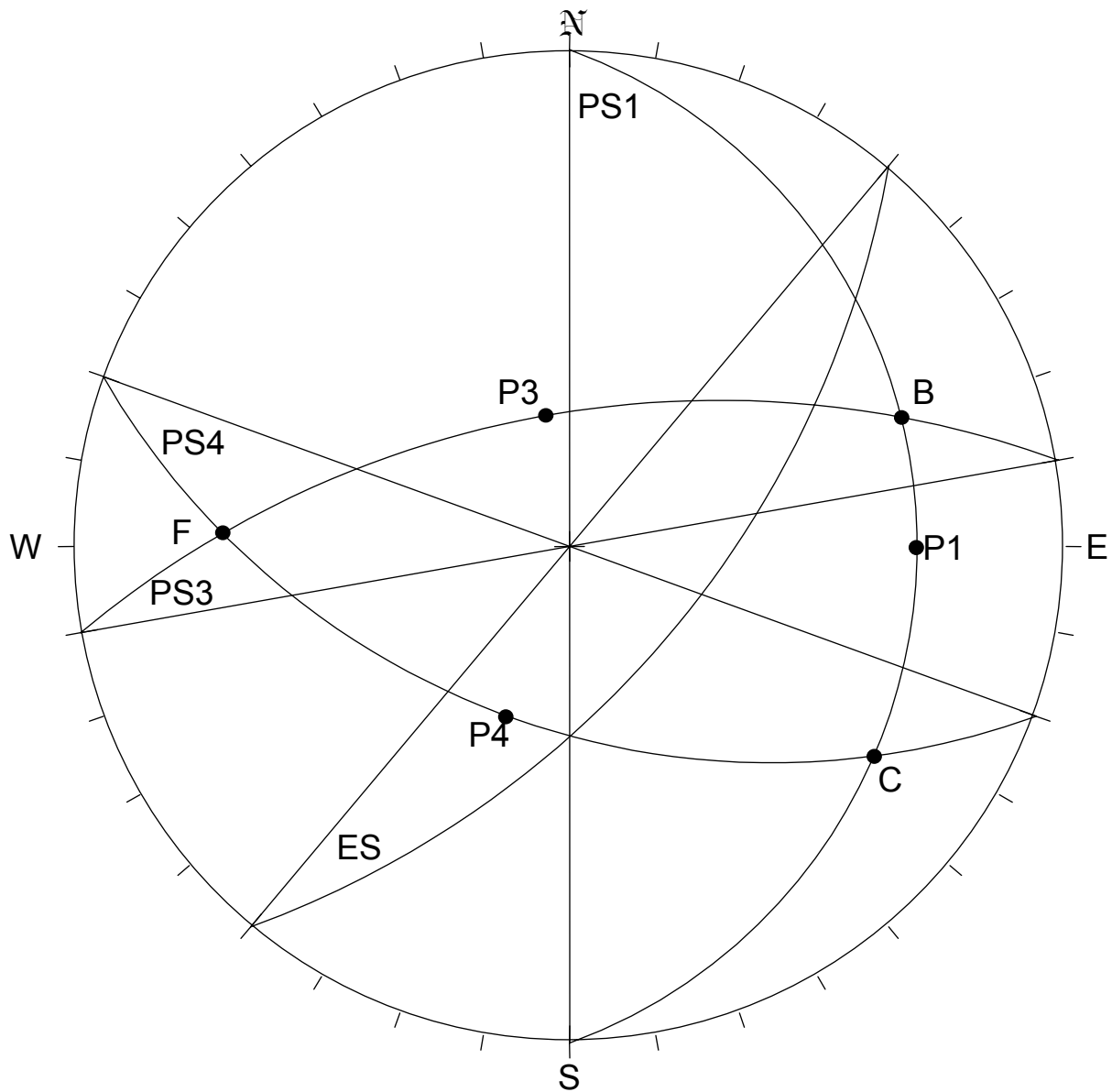


Figure 67c - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS1, PS3 et PS4.

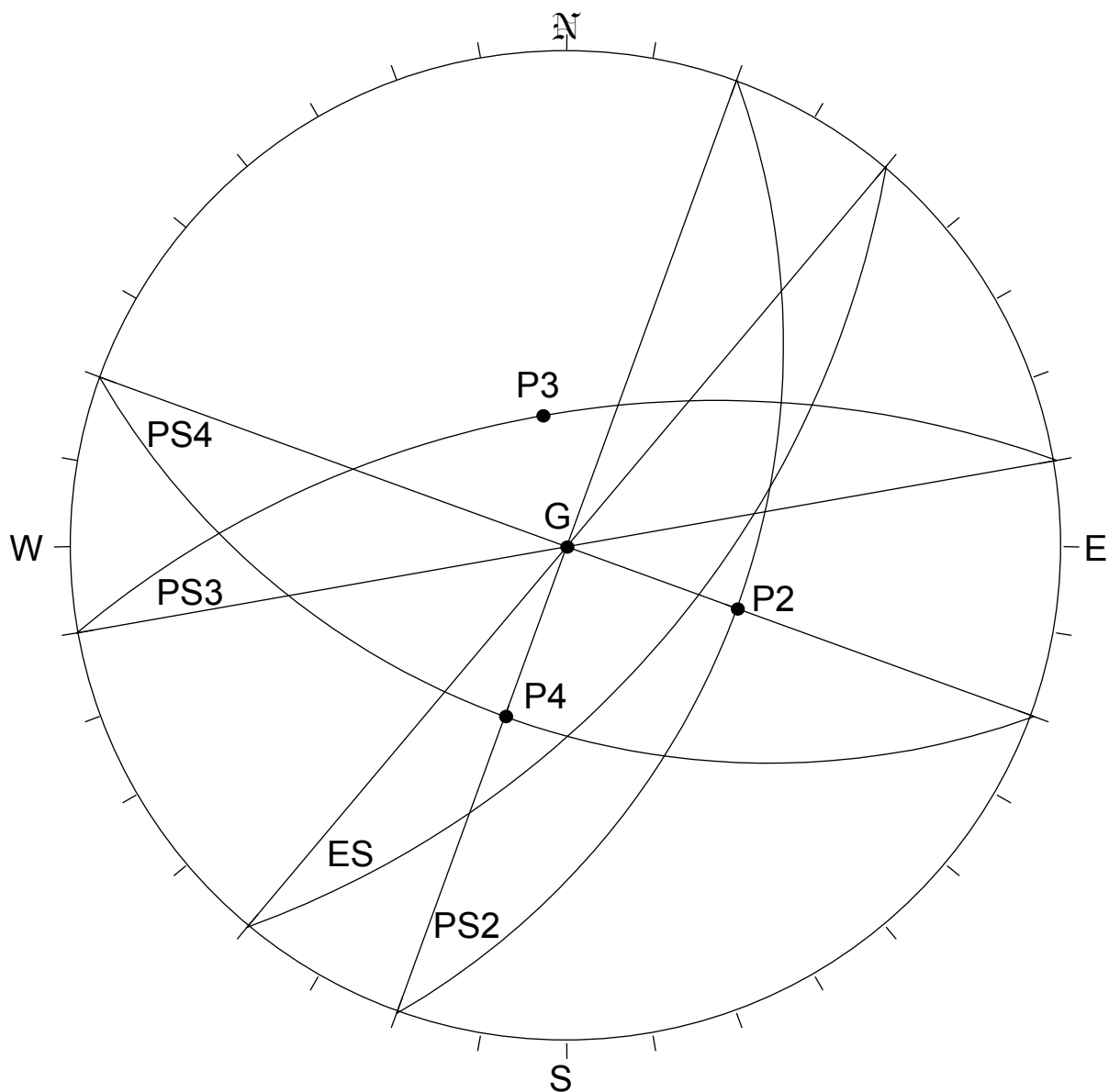


Figure 67d - Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité de l'éponte supérieure de l'exemple 5.3.5F en considérant uniquement les plans PS2, PS3 et PS4.

Deuxième analyse – Soit, en second lieu, le tétraèdre formé des plans structuraux PS1, PS2 et PS4 ainsi que du plan de l'éponte supérieure. Abordons cette analyse en considérant la procédure s'appliquant aux chutes sans glissement préalable (voir la section 5.3.4A). Les droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux sont représentées par le pôles A, C et E apparaissant sur le calque de la figure 67b. La verticale (la ligne d'action de la gravité) est représentée par le pôle G. Le plan de l'éponte supérieure n'étant pas horizontal, il faut considérer l'étape c2 de la procédure. La verticale n'est pas incluse dans le faisceau de droites d'intersection A, C et E. La droite d'intersection A « rencontre » le plan de l'éponte mais sa direction n'étant pas incluse entre les directions des deux autres droites d'intersection, la chute sans glissement préalable est impossible.

Analysons maintenant le cas en suivant la procédure proposée pour le glissement sur un plan préalablement à une chute. Comme dans la première analyse, les étapes a, b et c2 nous amènent à l'étape e de la procédure présentée à la section 5.3.4B. La direction de la droite d'intersection A, qui « rencontre » le plan de l'éponte supérieure, n'étant pas comprise entre les directions des droites C et E, ceci nous permet de passer à l'étape f et de constater qu'aucune des lignes de pendage représentées par les pôles P₁, P₂ et P₄ n'est « dégagée ». Par conséquent, le seul mode d'instabilité potentielle admissible est le glissement sur deux plans préalablement à une chute.

Si on réfère à la procédure d'analyse proposée pour le glissement sur deux plans préalablement à une chute présentée à la section 5.3.4C, on se retrouve rapidement à l'étape h. La droite d'intersection E plongeant plus que les deux autres, le glissement se ferait sur les plans structuraux PS2 et PS4. Le calque de la figure 67b permet d'établir que $\theta_E = 41^\circ$, $\xi_E = 115^\circ$ et $\kappa_E = 90^\circ$. Le facteur de sécurité contre le glissement s'obtient de l'équation 50:

$$FSG = \frac{\sin 90^\circ \tan 30^\circ}{\sin 57,5^\circ \tan 41^\circ} = 0,82$$

Troisième analyse - Pour cette troisième analyse, nous considérons le tétraèdre formé de plans structuraux PS1, PS3 et PS4 ainsi que du plan de l'éponte supérieure. Les droites d'intersection de ces plans structuraux pris deux à deux sont représentées sur le calque de la figure 67c par les pôles B, C et F. La verticale est représentée par le pôle G.

La procédure d'analyse proposée pour les chutes sans glissement préalable (voir la section 5.3.4A) nous amène à l'étape c2, le plan de l'éponte supérieure n'étant pas horizontal. La verticale étant incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux, il faut passer par l'étape d. Puisque que les droites d'intersection B

et C ne « rencontrent » pas le plan de l'éponte, la chute dans l'excavation sans glissement préalable est impossible.

Considérant en second lieu la procédure proposée pour le glissement sur un plan antérieurement à une chute (voir la section 5.3.4B), on se retrouve à l'étape c2 puisque le plan de l'éponte supérieure n'est pas horizontal. La verticale étant incluse dans le faisceau de droites d'intersection des plans structuraux, il faut passer par l'étape d. Constatant à partir du calque de la figure 67c que seule la droite d'intersection F « rencontre » le plan de l'éponte, il faut passer de l'étape d à l'étape f. La ligne de pendage représentée par le pôle P₁ est « dégagée ». La plongée de la droite d'intersection des plans structuraux PS3 et PS4 (pôle F) et celle de la ligne de pendage P1 sont approximativement les mêmes. Toutefois, le facteur de sécurité contre le glissement calculé avec l'équation 35 (glissement sur le plan PS1) est plus petit que celui calculé avec l'équation 50 (glissement sur les plans PS3 et PS4). Ce facteur de sécurité est :

$$FSG = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 20^\circ} = 1,59$$

Quatrième analyse - Le quatrième tétraèdre qu'il faut considérer est celui formé des plans structuraux PS2, PS3 et PS4. Les droites d'intersection de ces plans structuraux pris deux à deux sont représentées par les pôles D, E et F sur le calque de la figure 67d. Le pôle G représente la verticale.

En faisant d'abord appel à la procédure d'analyse proposée pour les chutes sans glissement préalable (voir la section 5.3.4A), on constate, à l'étape c2, que la verticale est incluse dans le faisceau des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux représentées par les pôles D, E et F. Il faut donc passer à l'étape d et puisque la droite d'intersection E ne « rencontre » pas le plan de l'éponte, la chute dans l'excavation sans glissement préalable est impossible.

L'étape c2 de la procédure proposée pour le cas du glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation (voir la section 5.3.4B) nous dirige à l'étape d. Puisque seule la droite d'intersection E ne "rencontre" pas le plan de l'éponte, il faut passer à l'étape f. La ligne de pendage représentée par le pôle P₃ est « dégagée » et puisque cette dernière plonge plus que la droite d'intersection E, le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan PS3 préalablement à une éventuelle chute. Le facteur de sécurité contre le glissement est obtenu de l'équation 35:

$$FSG = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 60^\circ} = 0,33$$

Conclusion - D'après la première analyse (le tétraèdre formé par les plans PS1, PS2, PS3 et la paroi), le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur le plan structural PS3. La quatrième analyse (le tétraèdre formé par les plans PS2, PS3, PS4 et la paroi) mène à la même conclusion. Le facteur de sécurité calculé dans les deux cas est le même, soit 0,33, et c'est le plus petit des facteurs calculés. Il y a donc deux tétraèdres critiques. De plus, il y aura instabilité si ces tétraèdres sont totalement exposés suite à l'excavation.

6. La généralisation de l'analyse

6.1. Préambule

Les procédures d'analyse de stabilité qui ont été présentées au chapitre 5 impliquent les hypothèses restrictives énoncées à la section 5.3.1 du document. De plus, ces procédures, basées sur la stéréographie, limitent l'ingénieur à la vérification de relations angulaires. Cependant, moyennant quelques démarches additionnelles, il est possible d'étendre cette approche et de la généraliser afin de couvrir les aspects suivants des cas étudiés:

- i) l'introduction des effets des secousses sismiques sur le calcul des facteurs de sécurité contre le glissement et contre les chutes;
- ii) la vérification des relations linéaires afin d'établir si les tétraèdres sont partiellement ou complètement exposés suite à la réalisation des excavations;
- iii) la considération d'une résistance au cisaillement mobilisable quelconque le long des discontinuités géologiques (plans structuraux) lors du calcul des facteurs de sécurité contre le glissement ou contre les chutes;
- iv) la prise en ligne de compte des pressions hydrauliques et des forces hydrostatiques lors du calcul des facteurs de sécurité contre le glissement;
- v) le calcul des ancrages qui permettent d'accroître le facteur de sécurité contre le glissement ou contre la chute et de l'amener au niveau désiré.

Les sections suivantes traitent de ces différents points dans l'ordre de la liste précédente.

6.2. Les secousses sismiques

6.2.1. Mise en situation

A) Généralités

Il est facile de concevoir que les tétraèdres de roche découpés aux parois des excavations par les plans structuraux peuvent être soumis à des secousses sismiques naturelles comme tous les autres ouvrages réalisés par l'homme. Dans certains cas, les tétraèdres peuvent aussi être soumis à des secousses résultant de tirs à l'explosif lors des travaux d'excavation civils et miniers ou encore lors d'événements sismiques liés aux coups de terrain. L'ingénieur doit prendre les effets de telles secousses en considération s'il veut assurer en tout temps un facteur de sécurité minimal dans ses travaux.

Les diverses sources d'événements sismiques produisent dans la croûte terrestre des déformations qui induisent des forces d'inertie. Ces forces d'inertie, que l'on retrouve évidemment aussi à proximité des excavations, sont de courte durée et changent de direction plusieurs fois au cours d'un événement. Bien que le facteur de sécurité qui caractérise la stabilité d'un tétraèdre découpé à la paroi d'une excavation peut devenir momentanément inférieur à l'unité, il se peut que seulement de petits déplacements prennent place le long des plans structuraux étant donné que les forces découlant du séisme sont de courte durée. Donc en principe, pour étudier les effets des variations de déformations et de contraintes associées à un événement sismique, il faut considérer l'historique complète des mouvements.

En pratique, il existe différentes méthodes, plus ou moins simples, d'étudier l'effet des séismes sur les ouvrages sans avoir à considérer cet historique. Faire la revue de ces méthodes ne cadre toutefois pas dans les objectifs du présent document.

B) Les excavations à découvert

Le présent document transpose aux instabilités structurales propres aux excavations à découvert dans les massifs rocheux l'approche pseudo-statique utilisée en analyse de stabilité de talus en mécanique des sols tout comme Hoek et Bray (1974) et Sage (1977). Bien que proposée pour les séismes naturels, elle peut s'appliquer à tous les événements sismiques, y compris le tir à l'explosif (Sage, 1977).

D'après Chowdhury (1978), l'approche pseudo-statique implique les simplifications suivantes :

- i) L'effet de l'événement sismique peut être remplacé par une accélération de grandeur Kg , où K est appelé coefficient sismique, et g est l'accélération due à la gravité.

- ii) L'accélération résultant de l'événement sismique agit horizontalement et induit une force KW passant par le centre de gravité de la masse potentiellement instable, le poids propre de la masse étant W .
- iii) La force KW induite est statique (et non dynamique de courte durée) et est dirigée vers l'excavation.

Pour ce qui a trait aux tétraèdres découpés à proximité des parois des excavations à découvert, cette force horizontale doit être comprise dans le plan vertical contenant la ligne de pendage du plan de glissement dans le cas de glissement sur un plan ou soit la droite d'intersection des deux faces porteuses constituant les deux plans de glissement.

Plus récemment, certains auteurs proposent de considérer également dans le remplacement du séisme, une accélération verticale (Philipponnat et Hubert, 1998) en plus de l'accélération horizontale. Ils proposent d'analyser la stabilité de l'ouvrage en ajoutant l'effet de l'accélération verticale au poids de la masse et en la retranchant, l'accélération horizontale demeurant appliquée dans les deux cas. Si on suit ces directives, il y a donc deux situations possibles à considérer dans chaque cas. Dans le présent document, nous nous limitons toutefois à la version originale de la méthode.

C) Les excavations souterraines

L'approche pseudo-statique peut être appliquée aux tétraèdres découpés aux parois des excavations souterraines lorsque le mode d'instabilité potentielle implique un glissement préalablement à une chute dans l'excavation de la même façon que dans le cas des excavations à découvert.

Les tétraèdres découpés aux toits et aux épontes supérieures dont le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable ont été considérés jusqu'ici comme étant à coup sûr instables et il est inutile dans ces conditions de tenir compte des séismes. La section 6.4.5 montre comment il est possible de calculer un facteur de sécurité contre les chutes lorsque les discontinuités géologiques qui découpent de tels tétraèdres possèdent une cohésion. Dans ces conditions, il faut tenir compte des séismes et cette dernière section suggère un moyen d'y arriver.

6.2.2. La grandeur de la force déstabilisatrice

La détermination du coefficient sismique, K , s'est d'abord faite empiriquement. Ainsi, aux États-Unis, on utilisait des valeurs comprises entre 0,10 et 0,15, alors

qu'au Japon, des coefficients compris entre 0,15 et 0,25 étaient couramment utilisés. Puis, il a été suggéré d'utiliser l'accélération maximale des particules générée par les tremblements de terre comme alternative. Une telle façon de procéder a fait l'objet de plusieurs critiques dans le domaine de la mécanique des sols. L'argument principal contre cette approche est que dans ce domaine, les ouvrages ne montrent pas suffisamment de raideur pour être considérés comme étant des masses rigides (Chowdhury, 1978). Dans le cas des tétraèdres de roches découpés à proximité des excavations, cet argument ne tiendrait pas. On peut donc écrire :

$$a = Kg \quad (54)$$

où a est l'accélération maximale horizontale des particules prévue lors de l'événement sismique. La grandeur de la force horizontale déstabilisatrice (F_s) à introduire dans l'analyse de stabilité est alors, si on tient compte de l'équation 54 :

$$F_s = \frac{aW}{g} \quad (55)$$

6.2.3. L'accélération des particules

A) *Les séismes naturels*

Dans le cas des séismes naturels, l'accélération des particules est une variable aléatoire dont la grandeur dépend du lieu géographique et du temps. Pour fixer les idées, nous proposons le tableau 6.2A (SCG, 1994) produit à partir de mesures effectuées en différentes localités au Canada. Ce tableau présente des valeurs représentatives d'accélération horizontale maximale en fraction de g . De ce fait, compte tenu de l'équation 54, le tableau 6.2A présente des coefficients sismiques. Pour calculer la probabilité de dépassement en η ans, $P_{(\eta \text{ ans})}$, on utilise l'équation qui suit (SCG, 1994):

$$P_{(\eta \text{ ans})} = 1 - [1 - P_{(1 \text{ an})}]^\eta \quad (56)$$

où $P_{(1 \text{ an})}$ est la probabilité de dépassement en un an.

Tableau 6.2A – Accélération horizontale maximale du sol pour diverses localités canadiennes et différentes probabilités de dépassement (donnée en fractions de g, l'accélération due à la gravité).

Ville	Probabilité de dépassement en un an, $P_{(1 \text{ an})}$		
	0,010	0,005	0,0021
	a/g	a/g	a/g
Calgary	0,011	0,014	0,019
Fredericton	0,046	0,066	0,096
Halifax	0,027	0,038	0,056
Inuvik	0,033	0,043	0,060
Montréal	0,078	0,110	0,180
Ottawa	0,084	0,120	0,200
Prince Rupert	0,074	0,096	0,130
Québec	0,075	0,110	0,180
Saint-Jean	0,022	0,033	0,054
Toronto	0,029	0,039	0,056
Vancouver	0,089	0,130	0,210
Victoria	0,120	0,180	0,280

Exemple 6.2.3A – On demande de déterminer le coefficient sismique qu'il faut considérer dans une analyse de stabilité de talus si on recherche une probabilité de non-dépassement de 0,9 en 50 ans. Le talus en cause est situé dans la région de Montréal.

La probabilité de dépassement est :

$$P_{(50 \text{ ans})} = 1 - 0,9 = 0,1$$

L'équation 56 permet d'écrire :

$$P_{(50 \text{ ans})} = 1 - [1 - P_{(1 \text{ an})}]^{50} = 0,1$$

d'où

$$P_{(1\text{an})} = 1 - \sqrt[50]{0,9} = 0,0021$$

Le tableau 6.2A donne pour Montréal et pour une probabilité de dépassement de 0,0021 en un an :

$$K = \frac{a}{g} = 0,18$$

B) Les séismes engendrés par les travaux de l'homme

Il existe de nombreux travaux portant sur les conséquences séismiques du tir à l'explosif. On retrouve dans la littérature plusieurs équations et abaques permettant de prédire la vitesse au pic des particules lors des sautages. On y retrouve aussi quelques modèles conduisant à la prévision de l'accélération au pic des particules. Il ne cadre cependant pas de présenter une revue de ces travaux dans le présent ouvrage. Dans la suite de ce dernier, les auteurs proposent, à titre d'exemple, un modèle développé par le United State Bureau of Mines.

Suivant ce modèle, l'accélération au pic des particules, a , produite lors de tirs à l'explosif, répond à une équation de la forme suivante (Olson et al., 1970a) :

$$a = \frac{K_1}{\sqrt{E}} \left(\frac{R}{\sqrt{E}} \right)^{-K_2} \quad (57)$$

où K_1 et K_2 sont des constantes qui dépendent du massif rocheux, E est la charge d'explosif amorcée par le détonateur à délai le plus court et R est la distance entre l'endroit du sautage et le centre de gravité du tétraèdre.

Le tableau 6.2B suggère, à titre d'exemple, quelques valeurs pour les constantes K_1 et K_2 de l'équation 57 lorsque les unités de l'accélération, de la distance et de la charge d'explosif appartiennent au système international. D'après les auteurs cités dans le tableau, les types d'explosif le plus souvent utilisés dans les exploitations minières ont peu d'influence sur les valeurs des constantes.

Tableau 6.2B – Exemples de valeurs pour les constantes K_1 et K_2 de l'équation 57 lorsque a est en mètres par seconde carrée, E , en kilogrammes et R , en mètres

Type de roche	K_1	K_2	Référence
Calcaire	18000	2.07	Olson et al. (1970a)
Shale	29000	2.21	Olson et al. (1970b)
Minerai de fer	98000	2.61	Siskind et al. (1973)

Bauer et Calder (1970), qui ont fait de nombreux travaux sur le sautage dans les mines de fer du Nord du Québec et du Labrador, proposent un graphique définissant selon eux la plage des valeurs typiques d'accélération au pic des particules mesurées lors de tirs à l'explosif. Les moyennes des valeurs définies par cette plage peuvent être mises sous forme d'une équation du même type que l'équation 57. On trouve alors que $K_1 = 35000$ et $K_2 = 2,26$ quand les unités des variables sont celles du tableau 6.2B. Notons que ces valeurs sont relativement près des moyennes de celles de ce tableau.

Bien que ces mêmes auteurs acceptent qu'il faut postuler, lors des analyses de stabilité, que la masse susceptible d'être instable soit soumise à une accélération uniforme, ils doutent que cette hypothèse soit totalement acceptable quand le massif rocheux est de bonne qualité et que le polyèdre de roche est de grandes dimensions. La raison qu'ils invoquent est que la fréquence des ondes générées par les sautages est trop élevée.

Exemple 6.2.3B – On demande de déterminer le coefficient séismique qu'il faudrait considérer dans une analyse de stabilité d'un talus situé à 100 m d'un site d'un sautage. Le talus et le site se trouvent dans un massif de calcaire. Il est prévu que le détonateur à délai le plus court amorcera 2 kg d'explosif lors du sautage.

L'équation 57 donne comme accélération maximale générée, en prenant les valeurs appropriées de K_1 et K_2 dans le tableau 6.2B :

$$a = \frac{18000}{\sqrt{2}} \left(\frac{100}{\sqrt{2}} \right)^{-2,07} = 1,8889 \text{ m/sec}^2$$

L'équation 54 conduit à :

$$K = \frac{1,889}{9,807} = 0,1926$$

6.2.4. L'adaptation à la stéréographie

L'utilisation de la force dont l'expression est donnée par l'équation 55 n'est pas compatible avec la stéréographie. Pour rendre l'approche décrite précédemment utilisable lorsque l'analyse de stabilité se fait à l'aide de la projection stéréographique méridienne, il faut faire une transformation dont le point de départ est la figure 68.

La figure 68a montre un bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné dont la pente est θ . Acceptons que la résistance au cisaillement mobilisable entre le bloc et le plan incliné peut s'exprimer par un angle de frottement φ . L'expression de la composante tangentielle au plan incliné du poids du bloc est donnée par l'équation 31 alors que celle de la composante normale répond à l'équation 32 (les équations 31 et 32 apparaissent à la section 5.2.2). La pente limite θ_a du plan incliné s'obtient en posant :

$$W \sin \theta_a = W \cos \theta_a \tan \varphi \quad (58)$$

d'où

$$\tan \theta_a = \tan \varphi \quad (59)$$

c'est-à-dire :

$$\theta_a = \varphi \quad (60)$$

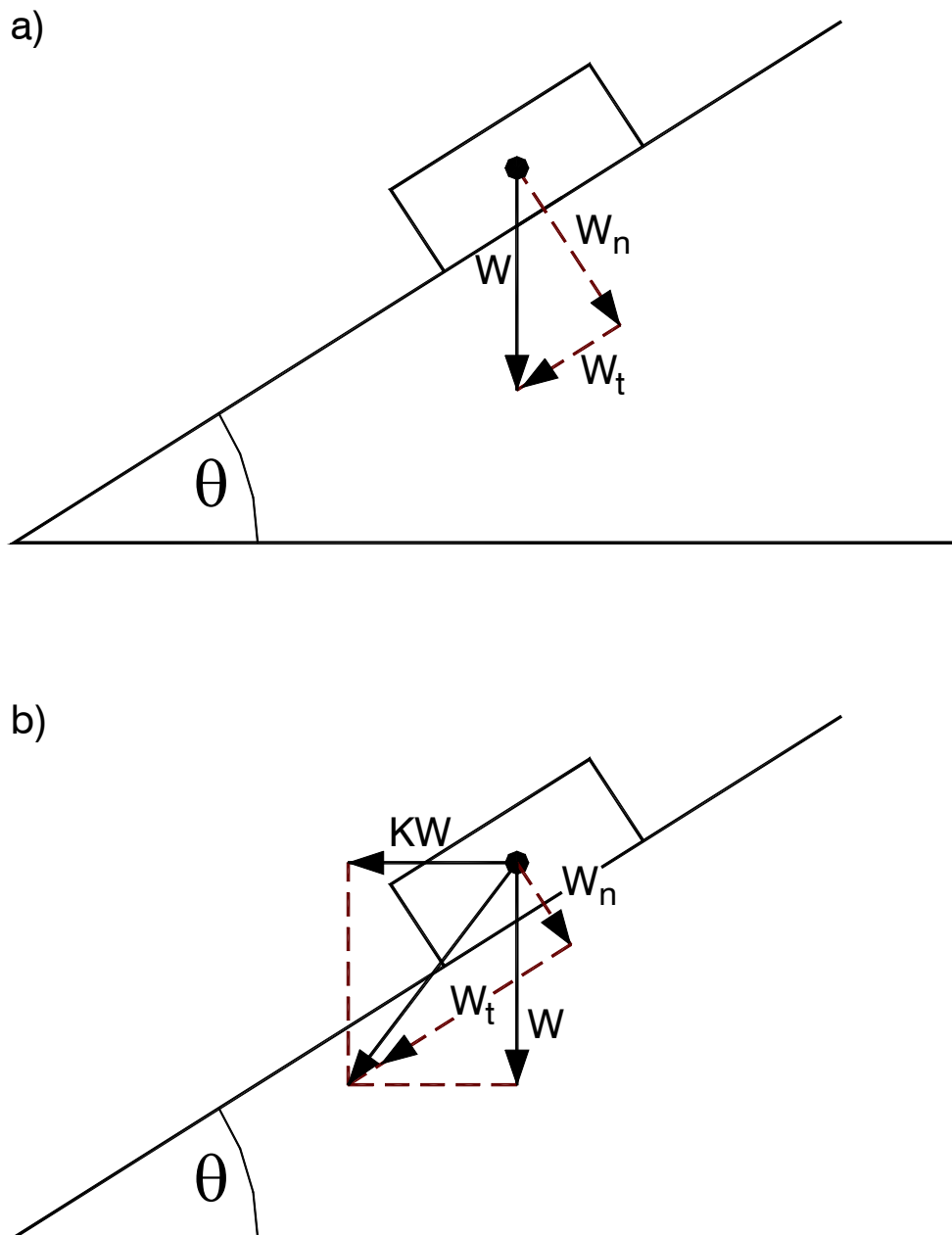


Figure 68 – (a) : Bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné de pente θ . (b) : Bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné de pente θ au centre de gravité duquel agit une force horizontale KW dirigée vers le pied du plan incliné.

La figure 68b montre un bloc de poids propre W reposant sur un plan incliné de pente θ . Une force horizontale KW (K est le coefficient séismique) dirigée vers le pied du plan incliné agit au centre de gravité du bloc. Admettons, comme dans le cas précédent, que la résistance mobilisable entre le bloc et le plan incliné peut s'exprimer par un angle de frottement φ . La composante tangentielle au plan incliné de la résultante du poids du bloc et de la force horizontale est:

$$W_t = W(\sin \theta + K \cos \theta) \quad (61)$$

alors que la composante normale au plan incliné s'écrit :

$$W_n = W(\cos \theta - K \sin \theta) \quad (62)$$

La pente limite θ_b du plan incliné de la figure 68b s'obtient en posant, à l'aide des équations 61 et 62 :

$$W(\sin \theta_b + K \cos \theta_b) = W(\cos \theta_b - K \sin \theta_b) \tan \varphi \quad (63)$$

d'où

$$\tan \theta_b = \frac{\tan \varphi - K}{1 + K \tan \varphi} \quad (64)$$

Posons

$$K = \tan \Delta\theta \quad (65)$$

et substituons l'équation 65 dans l'équation 64. On a :

$$\tan \theta_b = \frac{\tan \varphi - \tan \Delta\theta}{1 + \tan \Delta\theta \tan \varphi} \quad (66)$$

Les relations trigonométriques usuelles permettent de réécrire l'équation 66 comme suit :

$$\tan \theta_b = \tan(\varphi - \Delta\theta) \quad (67)$$

c'est-à-dire,

$$\theta_b = \varphi - \Delta\theta \quad (68)$$

ou encore, en considérant l'équation 65 :

$$\theta_b = \varphi - \arctan K \quad (69)$$

La comparaison des équations 60 et 69 montre que l'effet de la force déstabilisatrice $F_s = KW$ sur les conditions d'équilibre peut être perçu comme entraînant une réduction de la résistance au cisaillement mobilisable d'une quantité égale à $\arctan K$. La correction à apporter pour les séismes est donc :

$$\Delta\varphi_s = \arctan K \quad (70)$$

Donc, il suffit, après avoir établi le mode d'instabilité potentielle lors d'une analyse de stabilité, de réduire les angles caractérisant les résistances au cisaillement mobilisables d'une quantité donnée par l'équation 70 pour le calcul du facteur de sécurité contre le glissement.

Pour une force déstabilisatrice d'une grandeur donnée (équation 55), on pourrait démontrer qu'il existe une orientation plus favorable à l'instabilité que l'horizontale. En reprenant pour ce cas le raisonnement qui a conduit à l'équation 70, on trouverait alors que la correction à apporter à l'angle de résistance au cisaillement mobilisable s'obtient de l'équation suivante :

$$\Delta\varphi_s = \arcsin K \quad (71)$$

Si, d'une part, la différence engendrée par l'équation 71, relativement à l'équation 70, sur la correction à apporter à l'angle de résistance au cisaillement mobilisable est inférieure à 1% pour des coefficients séismiques inférieurs à 0,14, elle est, d'autre part, de l'ordre de 3% pour un coefficient séismique de 0,25 et dépasse 10% pour $K = 0,45$.

Exemple 6.2.4A – L'analyse de stabilité de l'exemple 5.3.2B a mené à la conclusion que le mode d'instabilité potentielle d'un tétraèdre formé par deux failles se rencontrant à proximité d'un talus vertical est le glissement sur le plan structural ayant un pendage de 40° . Le facteur de sécurité contre le glissement calculé alors est 1,19. L'angle de résistance au cisaillement mobilisable considéré dans ce calcul est 45° . On demande de prédire ce que devient le facteur de sécurité contre le glissement lors d'un séisme caractérisé par un coefficient de 0,078 et de prédire aussi la probabilité de dépassement de ce coefficient au cours des 20 prochaines années si le talus situe dans la région de Montréal.

Pour prédire ce que devient ce facteur de sécurité contre le glissement lors d'un séisme caractérisé par un coefficient séismique de 0,078, il suffit de calculer un

nouveau facteur de sécurité en réduisant l'angle de résistance au cisaillement mobilisable d'une quantité égale, d'après l'équation 70, à :

$$\Delta\varphi_s = \arctan 0,078 = 4,46^\circ$$

L'équation 35 donne alors :

$$FSG = \frac{\tan 40,54^\circ}{\tan 40^\circ} = 1,02$$

Pour la région de Montréal, la probabilité de dépassement de cette accélération (de ce coefficient sismique) en 20 ans s'obtiendrait comme suit. Du tableau 6.2A on tire, pour $K = 0,078$ et pour la région de Montréal, une probabilité de dépassement annuelle de 0,010. Pour 20 ans, l'équation 56 donne comme probabilité $P_{(20 \text{ ans})} = 0,1821$. Il y a donc presque une chance sur cinq qu'un séisme engendrant un coefficient supérieur à 0,078 ait lieu au cours d'une période de 20 ans. L'utilisation, dans le présent exemple, de l'équation 71 au lieu de l'équation 70 pour calculer la correction à apporter à l'angle de résistance au cisaillement mobilisable aurait conduit au même facteur de sécurité.

Exemple 6.2.4B – L'exemple 5.3.3E est une analyse de stabilité d'un tétraèdre découpé au parement d'une salle de turbines dans une centrale hydroélectrique souterraine. Cette analyse a montré que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux des trois plans structuraux. Les angles de résistance au cisaillement mobilisable de ces deux derniers sont respectivement 60° et 45° . Les mesures faites sur le calque de la figure 53 ont donné $\theta = 48^\circ$, $\xi = 123^\circ$ et $\kappa = 76,5^\circ$ et le facteur de sécurité contre le glissement calculé est 1,20. On demande de calculer ce que devient ce facteur de sécurité si le tétraèdre est soumis à un séisme dont le coefficient est 0,19.

Le facteur de correction est, d'après l'équation 70, $\arctan (0,19)$ ou encore $10,76^\circ$. Les angles de résistance au cisaillement deviennent $49,24^\circ$ et $34,24^\circ$. Le facteur de sécurité contre le glissement durant le séisme est, d'après l'équation 51 :

$$FSG = \frac{\sin 138^\circ \tan 34,24^\circ + \sin 15^\circ \tan 49,24^\circ}{\sin 123^\circ \tan 48^\circ} = 0,81$$

Si un séisme caractérisé par un coefficient de 0,19 a lieu, le tétraèdre du présent exemple serait instable.

6.3. La vérification des relations linéaires

6.3.1. Mise en situation

Les méthodes d'analyse de stabilité présentées à la section 5.3 ne permettent que la vérification des relations angulaires. C'est pourquoi la liste d'hypothèses énoncées préalablement à la présentation des méthodes d'analyse de stabilité (voir la section 5.3.1) stipule, entre autres, qu'il est toujours supposé que les dimensions des parois des excavations et des tétraèdres formés sont telles que ses derniers sont complètement exposés. En conséquence, les équations qui permettent le calcul des facteurs de sécurité contre le glissement ne font intervenir uniquement que des angles. De plus, quant aux situations de chutes sans glissement préalable, la décision touchant l'éventualité d'une chute découle de relations angulaires seulement. Pour avoir l'assurance que les dimensions des parois des excavations et des tétraèdres sont telles que ces derniers sont complètement exposés, il faut procéder à ce qu'on appelle, dans la suite du document, la vérification des relations linéaires.

6.3.2. Méthodologie

Cette vérification est facile lorsque les coordonnées des sommets du tétraèdre impliqué dans l'analyse de stabilité sont connues et que l'on dispose des plans de l'excavation projetée. Il suffit de porter ces coordonnées sur les plans de l'excavation et de conclure.

La détermination des coordonnées des sommets d'un tétraèdre ne présente aucune difficulté lorsque l'on dispose des renseignements suivants (le système d'axes présenté à la section 2.1 est considéré dans la suite) :

- i) les directions (D_i) et des pendages (P_i) des quatre plans formant le tétraèdre. Ces paramètres d'orientation sont requis pour procéder à l'analyse de stabilité et sont par conséquent disponibles au stade de la vérification des relations linéaires;
- ii) les coordonnées (x_i , y_i et z_i) d'un point appartenant à chacun des plans des faces du tétraèdre. Ces coordonnées s'obtiennent généralement des plans et des cartes tracés ainsi que des journaux de forage rédigés suite aux travaux d'investigation de site et d'arpentage.

Les cosinus directeurs d'un plan dont on connaît la direction et le pendage s'expriment comme suit, conformément à la convention de terrain établie précédemment :

$$\cos \alpha_i = \cos D_i \sin P_i \quad (72)$$

$$\cos \beta_i = -\sin D_i \sin P_i \quad (73)$$

$$\cos \gamma_i = \cos P_i \quad (74)$$

où α_i , β_i et γ_i sont les angles directeurs des plans des faces des tétraèdres ($i = 1, 2 \dots 4$). La figure 69 illustre la définition des angles directeurs α , β et γ , dans le système d'axes de référence du présent document.

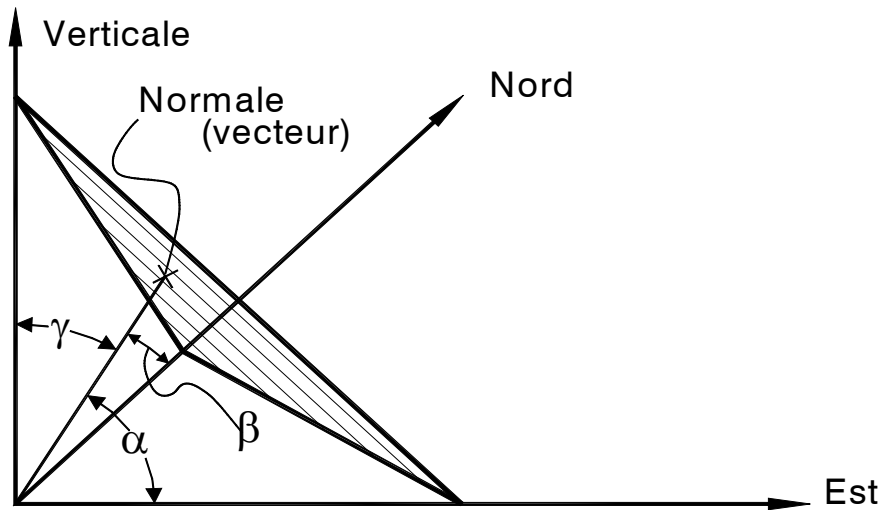


Figure 69 – Définition des angles directeurs de la normale à un plan dans le système d'axes de référence.

On sait, d'autre part, que l'équation d'un plan, dans le système de coordonnées xyz, peut s'écrire:

$$x \cos \alpha + y \cos \beta + z \cos \gamma = k \quad (75)$$

où k est une constante. En substituant, dans l'équation 75, les angles directeurs d'un plan i , soit α_i , β_i et γ_i , de même que les coordonnées d'un point de ce plan, soit x_i , y_i et z_i , on détermine la valeur de la constante k_i pour ce plan. Les équations des quatre plans formant le tétraèdre sont alors connues.

En combinant, pour un même tétraèdre, ces équations prises trois à trois, on forme quatre systèmes de trois équations linéaires dont les solutions donnent les coordonnées des quatre sommets des tétraèdres. Dans la suite du document, les coordonnées seront identifiées par x_j , y_j et z_j , $j = a$ pour le sommet A, $j = b$ pour le sommet B, $j = c$ pour le sommet C et $j = d$ pour le sommet D. Les sommets A, C et D sont toujours considérés comme étant situés dans le plan de la paroi du talus ou de l'excavation souterraine. Le sommet B sera toujours considéré comme étant situé dans le plan de la surface du socle rocheux dans le cas des talus ou dans le massif rocheux dans le cas des excavations souterraines.

Pour établir si le tétraèdre est complètement exposé, il faut porter sur les plans de l'excavation les sommets A, C et D en utilisant leurs coordonnées. Si ces trois sommets se situent sur la paroi de l'excavation, on conclut alors que le tétraèdre est exposé complètement.

Préalablement à la vérification des relations linéaires, l'analyse de stabilité a été faite c'est-à-dire qu'il a été établi, s'il y avait lieu, qu'il y a un tétraèdre de formé et que son mode d'instabilité potentielle a été déterminé. Pour procéder à l'analyse de stabilité, les paramètres d'orientation des quatre plans impliqués sont requis et il a été supposé jusqu'ici que ces paramètres étaient connus. La direction et le pendage de la paroi d'excavation sont fixés par le concepteur. Les orientations des autres plans sont directement mesurées ou déduites de mesures faites sur le terrain par les responsables de l'investigation de site à l'aide des techniques usuelles. Les auteurs du présent document ont jugé qu'il était utile et approprié de considérer certains aspects de l'obtention des paramètres d'orientation de ces plans dans la présente section.

6.3.3. Les excavations à découvert

A) Le socle rocheux est accessible

La méthodologie de vérification des relations linéaires présentée ci-haut, est simplifiée dans le cas des talus lorsque l'enlèvement du mort-terrain permet l'investigation du site à partir de la surface du socle rocheux. Les paragraphes qui suivent montrent comment.

La figure 70 présente un exemple d'une portion d'un plan typique d'un site préparé à partir des renseignements fournis par l'investigation de l'emplacement de travaux nécessitant une excavation qui donne naissance à un talus. On trouve sur ce plan :

- i) le système d'axes de référence, l'axe z, pointé vers le haut, étant l'élévation;
- ii) les lignes de niveau de la surface du socle rocheux;
- iii) la trace sur la surface du socle rocheux de deux failles qui se rencontrent à proximité de l'endroit où on prévoit excaver, ainsi que leur direction et leur pendage qui ont été mesurés sur le terrain;
- iv) la trace sur la surface du socle rocheux du plan du talus ainsi que sa direction, son pendage et la cote de son pied. L'ingénieur doit ajouter cette trace au plan;
- v) les dimensions en pieds et les orientations en degrés.

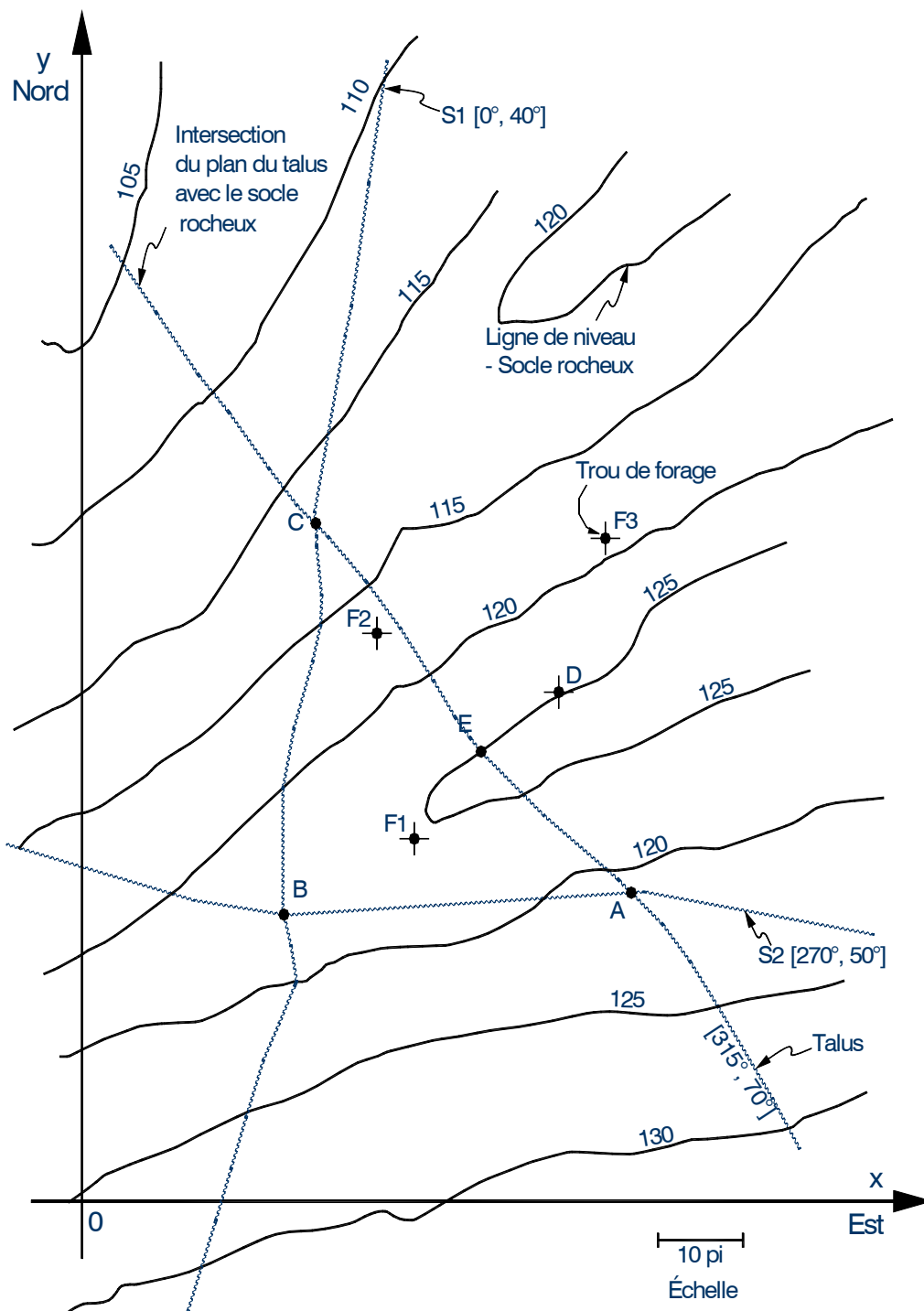


Figure 70 – Plan typique d'un site sur lequel le mort-terrain a été enlevé afin de procéder à son investigation. On y retrouve le système d'axes de référence, les lignes de niveau de la surface du socle rocheux, la trace de deux failles et du plan d'un talus sur la surface du socle rocheux, les sommets A, B, C et D du tétraèdre formé par le plan de la surface du socle

rocheux, le plan du talus et les deux plans de faille, la position des trous de forage F1, F2 et F3. La cote du pied du talus est 80 pi.

Les paramètres d'orientation du socle rocheux – Il peut être difficile, sinon impossible, d'obtenir la direction et le pendage du plan de la surface du socle rocheux par les techniques usuelles utilisées pour les plans structuraux. Une méthode alternative est proposée dans la suite.

Pour obtenir les paramètres d'orientation du plan du socle rocheux, à partir de la portion de plan de la figure 70, il suffit de déterminer les coordonnées de trois points représentatifs appartenant à ce plan, d'en élaborer l'équation, d'en déduire les cosinus directeurs et d'obtenir la direction et le pendage à l'aide des équations 72 à 74. Les points identifiés A, B et C sur le plan de la figure 70 sont trois des sommets du tétraèdre éventuellement formé par les deux plans structuraux, le plan du talus et celui de la surface du socle rocheux. Ces points doivent être idéalement utilisés car ils serviront aussi pour la vérification des relations linéaires. Leurs coordonnées x, y et z se lisent directement sur le plan, les coordonnées z s'obtenant par interpolation entre les lignes de niveau.

On a donc, en utilisant l'équation 75 :

$$x_j \cos \alpha + y_j \cos \beta + z_j \cos \gamma = k \quad (76)$$

où j = a, b et c, correspondant respectivement aux points A, B et C. Ce système de trois équations peut être résolu par la méthode de Cramer. On obtient alors :

$$\cos \alpha = \frac{C_x}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2}} \quad (77)$$

$$\cos \beta = \frac{C_y}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2}} \quad (78)$$

$$\cos \gamma = \frac{C_z}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2}} \quad (79)$$

où

$$C_x = \frac{\Delta_x}{\Delta} \quad (80)$$

$$C_y = \frac{\Delta_y}{\Delta} \quad (81)$$

$$C_z = \frac{\Delta_z}{\Delta} \quad (82)$$

avec

$$\Delta_x = y_b z_c - z_b y_c - y_a (z_c - z_b) + z_a (y_c - y_b) \quad (83)$$

$$\Delta_y = x_a (z_c - z_b) - (x_b z_c - z_b x_c) + z_a (x_b - x_c) \quad (84)$$

$$\Delta_z = x_a (y_b - y_c) - y_a (x_b - x_c) + x_b y_c - y_b x_c \quad (85)$$

$$\Delta = x_a (y_b z_c - z_b y_c) - y_a (x_b z_c - z_b x_c) + z_a (x_b y_c - y_b x_c) \quad (86)$$

Connaissant maintenant les cosinus directeurs, l'équation 74 donne, pour le pendage du socle rocheux :

$$P = \arccos \gamma \quad (87)$$

Les équations 72 et 73 conduisent à :

$$D = \arctan \left(-\frac{\cos \beta}{\cos \alpha} \right) \quad (88)$$

Les angles obtenus avec les équations 87 et 88 doivent être choisis de façon à respecter la convention de terrain énoncée à la section 2.3.

Exemple 6.3.3A – Soit le cas correspondant au plan du site illustré à la figure 70. L'analyse de stabilité de ce cas a constitué l'exemple 5.3.2C. Le mode d'instabilité potentielle trouvé alors est le glissement sur deux plans. Les coordonnées des points A, B et C appartenant au plan de la surface du socle rocheux sont présentées au tableau 6.3.3A. Les coordonnées x et y ont été lues directement sur le plan de la figure 70 alors que les coordonnées z ont été obtenues par interpolation entre les lignes de niveau montrées sur le plan. On demande de déterminer les paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux.

**Tableau 6.3.3A – Coordonnées des points A, B et C
du plan du site illustré à la figure 70.
Ces coordonnées ont été lues sur le plan**

Point	Coordonnées des points, pi		
	x	y	z
A	66	32	121
B	24	30	123
C	28	72	116

L'équation 76 permet d'écrire :

$$66 \cos \alpha + 32 \cos \beta + 121 \cos \gamma = k$$

$$24 \cos \alpha + 30 \cos \beta + 123 \cos \gamma = k$$

$$28 \cos \alpha + 72 \cos \beta + 116 \cos \gamma = k$$

Pour résoudre ce système, on fait appel d'abord à l'équation 86 et on trouve :

$$\Delta = -226248,0$$

Dans un deuxième temps, les équations 83 à 85 donnent :

$$\Delta_x = -70,0$$

$$\Delta_y = -286,0$$

$$\Delta_z = -1756,0$$

Subséquentement, on calcule à l'aide des équations 80 à 82 que:

$$C_x = 0,3094 \times 10^{-3}$$

$$C_y = 1,2641 \times 10^{-3}$$

$$C_z = 7,7614 \times 10^{-3}$$

Finalement, les équations 77 à 79 nous amènent à :

$$\cos \alpha = 0,0393$$

$$\cos \beta = 0,1606$$

$$\cos \gamma = 0,9862$$

De l'équation 87, on obtient :

$$P = 9,5^\circ \text{ et } 350,5^\circ$$

La convention de terrain stipule que le pendage d'un plan se mesure de façon telle qu'il doit être égal ou inférieur à 90° . Donc, on retient $9,5^\circ$. L'équation 88 permet d'établir que :

$$D = -76,2^\circ \text{ ou } 283,8^\circ \text{ et } 103,8^\circ$$

Selon la convention de terrain, le pendage du plan doit se situer à droite de l'observateur lorsqu'il mesure l'azimut de la direction du plan. L'examen des coordonnées présentées au tableau 6.3.3A nous amène à conclure qu'il faut retenir $283,8^\circ$ comme direction. Donc, les paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux sont $[283,8^\circ, 9,5^\circ]$.

La vérification des relations linéaires – Compte tenu de la façon dont les points A, B et C ont été choisis pour servir à la détermination des paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux, ils représentent exactement trois des sommets du tétraèdre. Si ces paramètres d'orientation ont été obtenus d'une façon autre que celle qui vient d'être décrite, ces points représentent les sommets qu'approximativement. Toutefois, une telle approximation est acceptable.

En procédant ainsi, il ne manque alors qu'un seul autre sommet. Ce dernier se situe dans le plan du talus (le point D à la figure 70, point de rencontre des deux plans de faille et du plan du talus). Pour en connaître les coordonnées, il suffit :

- i) de déterminer les cosinus directeurs du plan du talus et des deux plans de failles à l'aide de leurs paramètres d'orientation et des équations 72 à 74;
- ii) de déterminer les équations du plan du talus et des deux plans de failles à l'aide de l'équation 75 et des coordonnées des points A et B et C;
- iii) de résoudre le système formé des trois équations obtenues en (ii).

Pour établir si le tétraèdre est complètement exposé après la réalisation de l'excavation, il faut, dans le cas du plan du site de la figure 70, que les sommets A et C se situent dans les limites de l'excavation et que le sommet D se situe au-dessus du pied du talus.

Exemple 6.3.3B – Revenons au cas représenté par le plan du site de la figure 70. Rappelons que l'analyse de stabilité de ce cas (voir l'exemple 5.3.2C) a permis d'établir que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans

préalablement à une chute dans l'excavation. On demande de vérifier les relations linéaires.

Les coordonnées des sommets A, B et C du tétraèdre étant déjà connues, il reste à déterminer celles du sommet D, point de rencontre du plan du talus ainsi que des plans de failles S1 et S2. Ceci nécessite de connaître les équations de ces plans. Les cosinus directeurs de chacun de ces plans calculés à l'aide des équations 72 à 74 sont compilés au tableau 6.3.3B.

Tableau 6.3.3B – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs des trois plans qui se rencontrent au sommet D du tétraèdre de l'exemple 6.3.3B

Plan	Paramètres d'orientation		Cosinus directeurs		
	D	P	$\cos\alpha$	$\cos\beta$	$\cos\gamma$
Talus	315°	70°	0,6645	0,6645	0,3420
Faille S1	0°	40°	0,6428	0,0000	0,7660
Faille S2	270°	50°	0,0000	0,7660	0,6428

Combinant les cosinus directeurs du tableau 6.3.3B à l'équation 75, on a, pour le plan du talus :

$$0,6645x + 0,6645y + 0,3420z = k$$

En substituant dans l'équation précédente les coordonnées d'un point appartenant à ce plan, comme par exemple celles du point A (voir la figure 70 et le tableau 6.3.3A), on trouve que $k = 106,5030$. Quant au plan de la faille S1, l'équation de ce plan s'obtient similairement et s'écrit :

$$0,6428x + 0,7660z = k$$

En considérant les coordonnées du point C qui appartient à ce plan (voir la figure 70 et le tableau 6.3.3A), on trouve que $k = 106,8544$. De même, l'équation du plan de la faille S2 s'écrit :

$$0,7660y + 0,6428z = k$$

Les coordonnées du point B qui appartient à ce plan (voir la figure 70 et le tableau 6.3.3A) permettent de trouver que $k = 102,0444$. La solution du système formé par les trois équations linéaires précédentes donne, après y avoir substitué les valeurs appropriées de k :

$$x_d = 56,8 \text{ pi}$$

$$y_d = 56,2 \text{ pi}$$

$$z_d = 91,7 \text{ pi}$$

Ce sont les coordonnées du point D, le quatrième sommet du tétraèdre.

L'examen du plan du site illustré à la figure 70 révèle que les sommets A et C se situent dans la zone qui sera excavée si on se fie à la trace du talus. Les coordonnées x_d et y_d du sommet D placent ce sommet entre les sommets A et C, donc dans la zone qui sera excavée. La coordonnée z_d étant 91,7 pi alors que la cote prévue du pied du talus est 80 pi, le tétraèdre sera donc complètement exposé. Le sommet B, qui se situe dans le plan de la surface du socle rocheux à une certaine distance du plan du talus, n'entre pas dans la comparaison.

B) Le socle rocheux n'est pas accessible

Si l'investigation de site se fait sans enlèvement du mort-terrain, il faut compter sur des trous de forage qui intersectent les éléments structuraux d'intérêt (les deux plans structuraux qui forment éventuellement un tétraèdre avec le plan du talus et le plan de la surface du socle rocheux) pour connaître leurs paramètres d'orientation. Bien qu'il existe diverses méthodes permettant d'en arriver aux paramètres à partir de renseignements obtenus à l'aide de trous de forage, l'approche qui est considérée dans la suite de ce document est celle qui consiste à recouper chaque élément structural d'intérêt par trois trous de forage qui peuvent être parallèles et à calculer les coordonnées de trois points appartenant à chaque plan comme dans le cas du plan de la surface du socle rocheux. Cette approche implique que les trous de forage doivent être arpentés afin de déterminer les coordonnées de leur tête, leur direction et leur plongée.

Les trous de forage sont verticaux – Dans ce cas particulier, fréquent pour ce qui a trait aux talus, les coordonnées des points d'intersection des forages avec le plan de la surface du socle rocheux ou des plans structuraux sont, pour les axes x et y, les coordonnées x et y de la tête des trous de forage et, pour l'axe z, les coordonnées z de la tête des trous de forage desquelles on retranche les distances mesurées le long des forages entre les têtes et les points d'intersection avec les éléments structuraux. Il faut ici accepter l'hypothèse que les trous de forage sont rectilignes et qu'ils ne s'écartent de la verticalité que d'une quantité négligeable.

Pour la suite, il suffit de suivre le cheminement décrit à la section 6.3.3A pour déterminer les paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux ainsi que ceux des deux plans structuraux. Après avoir fait l'analyse de stabilité, analyse qui permet d'abord de s'assurer qu'il y a un tétraèdre de formé et de déterminer le mode d'instabilité potentielle, la vérification des relations linéaires se fait aussi tel que décrite à la section 6.3.3A. En effet, à ce stade-là, l'ingénieur dispose des

paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans structuraux ainsi que les coordonnées de points appartenant à ces derniers. Les paramètres d'orientation du plan du talus et la position de ce dernier sur le site sont fixés par le concepteur et connus au moment de l'analyse de stabilité. Il est donc possible d'écrire les équations des quatre plans constituant les faces du tétraèdre, de déterminer les coordonnées des quatre sommets et de vérifier les relations linéaires.

Exemple 6.3.3C – Considérons le site dont le plan est présenté à la figure 70 correspondant à l'exemple 5.3.2C et postulons que la région est toujours recouverte de mort-terrain. Admettons que trois trous de forage verticaux ont été implantés dans cette portion du site afin de procéder plus en détail à son investigation (voir les points F1, F2 et F3 à la figure 70). Le journal de forage donne, entre autres, les coordonnées de la tête de ces trois trous de forage, la profondeur à laquelle le socle rocheux a été rencontré et les profondeurs auxquelles deux failles identifiables ont été recoupées. Ces données constituent le tableau 6.3.3C. De plus, considérons que le talus projeté aura 315° comme direction, 70° comme pendage et que le point [68,5 pi : 50,0 pi : 80,0 pi] est un point du pied du talus. On demande de vérifier les relations linéaires.

Pour déterminer les coordonnées de trois points appartenant à la surface du socle rocheux ainsi qu'aux deux plans de faille à partir des données du tableau 6.3.3C, il suffit de suivre la procédure décrite au paragraphe qui précède le présent exemple. Pour fin d'illustration, considérons un premier point appartenant à la surface du socle rocheux, soit celui donné par le trou de forage F1. Les coordonnées x et y de la tête du trou F1 sont 40 pi et 38 pi. La coordonnée z de ce même point est la coordonnée z de la tête du trou F1 (140 pi) de laquelle on retranche la profondeur du point de rencontre du trou de forage avec la surface du socle rocheux (18,9 pi, voir le tableau 6.3.3C); on obtient 121,1 pi. Ces coordonnées (40,0 pi : 38,0 pi : 121,1 pi) et celles de tous les autres points sont présentées au tableau 6.3.3D.

Tableau 6.3.3C – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2 et F3 implantés sur le site dont le plan constitue la figure 70 pour l'exemple 6.3.3C

Trou de Forage	Coordonnées de la tête du trou de forage, pi			Profondeur d'intersection des éléments structuraux, pi		
	x	y	z	Socle rocheux	Faille S1	Faille S2
F1	40	38	140	18,9	34,1	26,5
F2	35	60	138	20,3	27,9	50,7
F3	70	70	131	16,3	50,2	55,7

Tableau 6.3.3D – Coordonnées des points d’intersection des trous de forage et des éléments structuraux pour l’exemple 6.3.3C

Trou de forage	Coordonnées des points d’intersection des éléments structuraux, pi								
	Socle rocheux			Faille S1			Faille S2		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
F1	40	38	121,1	40	38	105,9	40	38	113,5
F2	35	60	117,7	35	60	110,1	35	60	87,3
F3	70	70	114,7	70	70	80,8	70	70	75,3

Pour obtenir les paramètres d’orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans de faille S1 et S2, il suffit de suivre, pour chacun de ces derniers, le cheminement employé dans l’exemple 6.3.3A (cheminement présenté dans les paragraphes qui précèdent cet exemple) en utilisant les données du tableau 6.3.3D. Ainsi, pour illustrer ce cheminement, considérons le plan de la surface du socle rocheux. L’équation 75 et les coordonnées des trois points appartenant au plan de la surface du socle rocheux présentées au tableau 6.3.3D permettent d’écrire :

$$40x + 38y + 121,1z = k$$

$$35x + 60y + 117,7z = k$$

$$70x + 70y + 114,7z = k$$

La solution de ce système de trois équations linéaires selon la règle de Cramer donne, en utilisant les équations 77 à 88 :

$$\Delta = -105674,0$$

$$\Delta_x = -32,0$$

$$\Delta_y = -134,0$$

$$\Delta_z = -820,0$$

$$C_x = 0,303 \times 10^{-3}$$

$$C_y = 1,268 \times 10^{-3}$$

$$C_z = 7,868 \times 10^{-3}$$

$$\sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2} = 7,8740 \times 10^{-3}$$

$$\cos \alpha = 0,0385$$

$$\cos \beta = 0,1612$$

$$\cos \gamma = 0,9862$$

$$P = 9,5^\circ$$

$$D = 283,4^\circ$$

Le processus est répété pour les deux plans de faille de l'exemple. Les cosinus directeurs ainsi que les directions et les pendages des trois plans obtenus de cette façon sont consignés au tableau 6.3.3E.

Tableau 6.3.3E – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs de la surface du plan du socle rocheux et des plans de faille S1 et S2 du site illustré à la figure 70, calculés à partir de données obtenues de trois trous de forage verticaux.

Élément Structural	Cosinus directeurs			Paramètres d'orientation	
	$\cos\alpha$	$\cos\beta$	$\cos\gamma$	D	P
Socle rocheux	0,0385	0,1612	0,9862	283,4°	9,5°
Faille S1	0,6420	-0,0005	0,7667	0,0°	39,9°
Faille S2	-0,0016	0,7660	0,6429	270,1°	50,0°

En utilisant les données des tableaux 6.3.3D et 6.3.3E, on trouve que l'équation du plan de la surface du socle rocheux est :

$$0,0385x + 0,1612y + 0,9862z = 127,0904$$

De même, on obtient, respectivement pour les plans de faille S1 et S2 :

$$\begin{aligned} 0,6420x - 0,0005y + 0,7667z &= 106,8545 \\ -0,0016x + 0,7660y + 0,6429z &= 102,1412 \end{aligned}$$

Quant au plan du talus, son équation a été formulée à l'exemple 6.3.3B et elle a pour expression:

$$0,6645x + 0,6645y + 0,3420z = 106,1033$$

Le sommet A est le point de rencontre du plan de la surface du socle rocheux, du plan du talus et du plan de faille S2. En résolvant simultanément les équations de ces trois plans, on trouve les coordonnées de ce sommet qui sont présentées au tableau 6.3.3F. Les coordonnées des autres sommets du tétraèdre sont aussi présentées dans ce tableau et elles ont été obtenues en suivant le même cheminement. En portant les coordonnées des sommets sur le plan du site illustré à la figure 70, il est possible de statuer sur le fait que le tétraèdre en cause sera complètement exposé ou non après avoir réalisé l'excavation.

Tableau 6.3.3F – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du plan du site illustré à la figure 70. Ces coordonnées ont été calculées à partir d'observation faites suite à l'implantation de trois trous forage verticaux

Sommet	Éléments structuraux se rencontrant	Coordonnées des sommets, pi		
		x	y	z
A	Socle-Talus-S2	66,8	31,5	121,2
B	Socle-S1-S2	19,3	29,9	123,2
C	Socle-Talus-S2	28,0	72,0	116,0
D	Talus-S1-S2	56,4	55,8	92,2

Les trous de forage ont une orientation quelconque – La figure 71 montre un trou de forage n de direction D_n' et de plongée P_n' . Les coordonnées de la tête du trou de forage n sont x_{on} , y_{on} et z_{on} . Si L_{in} représente la distance mesurée le long du trou, entre sa tête et le point d'intersection du trou de forage avec un élément de structure géologique i, les coordonnées du point d'intersection dans le système d'axes de référence sont :

$$x_{in} = x_{on} + L_{in} \cos P_n' \sin D_n' \quad (89)$$

$$y_{in} = y_{on} + L_{in} \cos P_n' \cos D_n' \quad (90)$$

$$z_{in} = z_{on} - L_{in} \sin P_n' \quad (91)$$

Il faut, ici encore, accepter l'hypothèse que les trous sont rectilignes.

Pour ce qui a trait à la suite, il faut suivre le même cheminement que celui décrit pour les trous de forage verticaux.

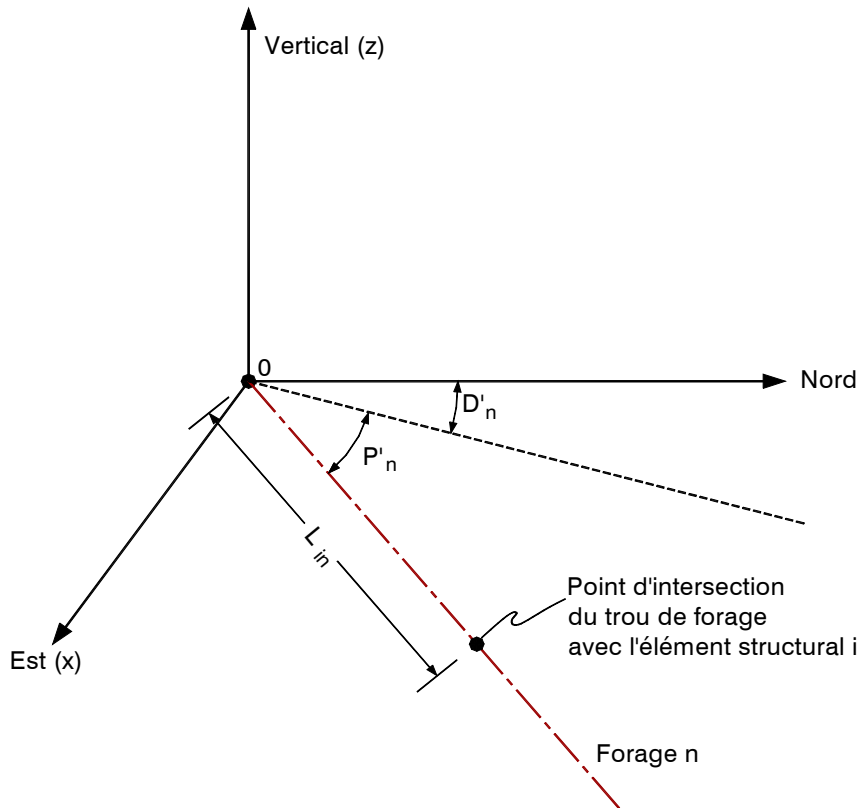


Figure 71 – Trou de forage n de direction D'_n et de plongée P'_n recoupant l'élément structural i à une distance L_{in} de la tête. Le référentielle xyz est celui défini à la section 2.1.

Exemple 6.3.3D – Considérons encore une fois le site dont le plan constitue la figure 70. L'analyse de stabilité de ce talus a constitué l'exemple 5.3.2C. Postulons que le mort-terrain n'a pas été enlevé. Le tableau 6.3.3G présente les données extraites du journal de forage qui sont requises pour déterminer les paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans des deux failles qui forment le tétraèdre et les coordonnées des sommets de ce dernier. Les paramètres d'orientation sont nécessaires pour l'analyse de stabilité du tétraèdre et les coordonnées des sommets permettent de procéder aux vérifications linéaires. D'après le concepteur du projet nécessitant l'excavation de cet exemple, le talus aura 315° comme direction et 70° comme pendage alors que le pied du talus passera, entre autres, par un point dont les coordonnées x, y et z sont 68,5 pi, 50,0 pi et 80,0 pi respectivement.

Tableau 6.3.3G – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2 et F3 implantés sur le site dont le plan constitue la figure 70 pour l'exemple 6.3.3D.

Trou de forage	Coordonnées de la tête du forage, pi			Paramètres d'orientation		Profondeur d'intersection, pi.		
	x	y	z	D'	P'	Socle rocheux	Faille S1	Faille S2
F1	40	38	140	260°	70°	19,7	27,9	26,8
F2	35	60	138	300°	70°	22,0	23,5	70,5
F3	70	70	131	200°	60°	17,2	49,8	39,6

Les données du tableau 6.3.3G servent d'abord à déterminer les paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans des failles S1 et S2. Pour se faire, il faut calculer les coordonnées des points d'intersection des trous de forage avec ces plans. Considérons le point d'intersection entre le trou de forage F1 ($n = 1$) et le plan du socle rocheux ($i = 1$). Les équations 89 à 91 donnent, en utilisant les données appropriées du tableau 6.3.3G :

$$x_{11} = 40 + 19,7 \cos 70^\circ \sin 260^\circ = 33,4 \text{ pi}$$

$$y_{11} = 38 + 19,7 \cos 70^\circ \cos 260^\circ = 36,8 \text{ pi}$$

$$z_{11} = 140 - 19,7 \sin 70^\circ = 121,5 \text{ pi}$$

En répétant le processus pour tous les autres éléments structuraux ($i = 2$ et $i = 3$) et pour tous les autres trous de forage ($n = 2$ et $n = 3$), il est alors possible de dresser le tableau 6.3.3H.

Tableau 6.3.3H – Coordonnées des points d'intersection des trous de forage F1, F2 et F3, et des éléments structuraux pour l'exemple 6.3.3D.

Trous de forage	Coordonnées des points d'intersection, pi								
	Socle rocheux			Faille S1			Faille S2		
	x	y	z	x	y	z	x	y	Z
F1	33,4	36,8	121,5	30,6	36,3	113,8	31,0	36,4	114,8
F2	28,5	63,8	117,3	28,0	64,0	115,9	14,1	72,1	71,8
F3	67,1	61,9	116,1	61,5	46,6	87,9	63,2	51,4	96,7

Disposant maintenant des coordonnées de trois points appartenant à trois des plans du tétraèdre, on peut procéder au calcul de leurs paramètres d'orientation en suivant le même cheminement que celui utilisé dans l'exemple 6.3.3C. Pour fin d'illustration, considérons le plan de la surface du socle rocheux. Les coordonnées du tableau 6.3.3H permettent d'écrire pour ce plan :

$$\begin{aligned}
33,4 \cos \alpha + 36,8 \cos \beta + 121,5 \cos \gamma &= k \\
28,5 \cos \alpha + 63,8 \cos \beta + 117,3 \cos \gamma &= k \\
67,1 \cos \alpha + 61,9 \cos \beta + 117,3 \cos \gamma &= k
\end{aligned}$$

D'où, en appliquant la méthode de Cramer, on trouve :

$$\begin{aligned}
\Delta &= -133027,0 \\
\Delta_x &= -40,38 \\
\Delta_y &= -168,0 \\
\Delta_z &= -1032,89 \\
C_x &= 0,304 \times 10^{-3} \\
C_y &= 1,263 \times 10^{-3} \\
C_z &= 7,765 \times 10^{-3} \\
\sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2} &= 7,872 \times 10^{-3} \\
\cos \alpha &= 0,0386 \\
\cos \beta &= 0,1604 \\
\cos \gamma &= 0,9863
\end{aligned}$$

Ces cosinus directeurs conduisent à $D = 283,5^\circ$ et $P = 9,5^\circ$. En reprenant ce cheminement pour les deux autres plans de failles, on peut constituer le tableau 6.3.3I.

Tableau 6.3.3I – Paramètres d'orientation du plan de la surface du socle rocheux et des plans de faille S1 et S2 du site illustré à la figure 70 à partir de données obtenues de trois trous de forage d'orientation quelconque.

Élément structural	$\cos \alpha$	$\cos \beta$	$\cos \gamma$	D	P
Socle rocheux	0,0386	0,1604	0,9863	$283,5^\circ$	$9,5^\circ$
Faille S1	0,6420	0,0021	0,7667	$359,8^\circ$	$39,9^\circ$
Faille S2	0,0367	0,7365	0,6755	$272,8^\circ$	$47,5^\circ$

A ce stade-ci, l'analyse de stabilité peut être exécutée, l'ensemble des paramètres d'orientation étant connu. La vérification des relations linéaires requiert la connaissance des coordonnées des sommets du tétraèdre.

Il est facile de déduire des données des tableaux 6.3.3G et 6.3.3I l'équation du plan du socle rocheux :

$$0,0386x + 0,1604y + 0,9863z = 127,0274$$

Similairement, on obtient respectivement pour les plans de faille S1 et S2 :

$$0,6420x - 0,0021y + 0,7667z = 106,9719$$

$$0,0367x + 0,7365y + 0,6755z = 105,4937$$

L'équation du plan du talus a déjà été formulée dans les exemples précédents et s'écrit :

$$0,6645x + 0,6645y + 0,3420z = 106,1033$$

Le sommet A est le point de rencontre du plan de la surface du socle rocheux, du plan du talus et du plan de faille S2. La solution simultanée des équations de ces trois plans donne les coordonnées de ce sommet et sont présentées au tableau 6.3.3J. Les coordonnées des autres sommets du tétraèdre qui sont aussi présentées dans ce tableau ont été obtenues de la même manière.

La vérification des relations linéaires se fait en portant les coordonnées des sommets A, C et D sur le plan du site et en statuant après coup sur l'exposition du tétraèdre. Le sommet B, qui se situe dans le plan de la surface du socle rocheux à une certaine distance du plan du talus, n'entre pas dans la comparaison.

Tableau 6.3.3J – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du plan du site illustré à la figure 70. Ces coordonnées ont été calculées à partir d'observations faites suite à l'implantation de trois trous de forage d'orientation quelconque

Sommet	Eléments structuraux se rencontrant	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	Socle - Talus- S2	68,8	28,4	121,5
B	Socle - S1- S2	19,6	29,2	123,3
C	Socle - Talus- S1	27,9	72,1	116,0
D	Talus- S1 - S2	56,3	55,9	92,2

6.3.4. Les excavations souterraines

A) Les éléments structuraux sont accessibles

Dans le cas des excavations souterraines, l'accès aux plans structuraux peut être possible de différentes manières :

- i) par la paroi rocheuse lors des premières phases d'excavation comme c'est souvent le cas dans les chantiers de mine;
- ii) par une galerie d'exploration fréquemment percée en travaux publics souterrains;
- iii) par des excavations quelconques adjacentes à celle qui est projetée et qui exposera éventuellement le tétraèdre.

L'accès aux éléments structuraux permet de déterminer leurs paramètres d'orientation ainsi que les coordonnées d'un point appartenant à chacun de ces derniers par les techniques usuelles. Dans ces conditions, la vérification des relations linéaires se fait de la façon suivante :

- i) les équations des quatre plans formant le tétraèdre sont formulées en utilisant les paramètres d'orientation et les équations 72 à 74, ainsi que l'équation 75 et les coordonnées des points appartenant à ces plans;
- ii) les quatre systèmes d'équations formés en prenant les quatre équations trois à trois sont résolus pour obtenir les coordonnées des sommets du tétraèdre;
- iii) les coordonnées des sommets sont portées sur les plans de l'excavation projetée. Si les sommets A, C et D se situent sur la paroi de l'excavation, le tétraèdre sera complètement exposé (le sommet B se situant à l'intérieur du massif, il n'entre pas dans la comparaison).

Exemple 6.3.4A – Le plan de la figure 72 illustre une portion de deux niveaux d'une mine souterraine. Le système d'axes reproduit sur le plan est identique à celui de la section 2.1. Les niveaux partiellement montrés sur le plan ont pour coordonnée $z = 800$ pi et $z = 900$ pi respectivement. L'excavation laissée par l'exploitation du gisement dans cette région de la mine créera la chambre ouverte. Les coordonnées des quatre coins de cette chambre dans le plan de l'éponte inférieure seront, d'après l'ingénieur responsable : (-12,5 pi : 327,5 pi : 900,0 pi), (12,5 pi : 352,5 pi : 700,0 pi), (152,5 pi : 212,5 pi : 700,0 pi) et (127,5 pi : 187,5 pi : 900,0 pi).

Laissons de côté la portion de plan du niveau $z = 900$ pi dans le présent exemple. L'axe de la galerie principale du niveau $z = 800$ pi est approximativement parallèle à l'éponte inférieure du gisement et un travers-banc dont l'axe est approximativement perpendiculaire à la galerie principale a été percé et pénètre dans le gisement, ce qui a permis d'observer le contact à l'éponte inférieure. Lors du creusement de la galerie principale, trois discontinuités géologiques ont été recoupées (D1, D2 et D3). Le tableau 6.3.4A résume les observations faites sur l'éponte inférieure et sur les trois discontinuités. Ces quatre plans formeront un tétraèdre et on demande de vérifier les relations linéaires.

Tableau 6.3.4A – Paramètres d’orientation et coordonnées de points de l’éponte inférieure du gisement et des trois discontinuités du plan du site illustré à la figure 72

Élément structural	Paramètres d’orientation		Coordonnées d’un point de l’élément structural, p_i		
	D	P	x	y	z
Éponte	315°	80°	120	220	800
D1	130°	40°	100	220	800
D2	230°	70°	50	270	800
D3	20°	70°	20	300	800

Les équations 72 à 74 combinées aux paramètres d’orientation du plan de l’éponte inférieure donnent les cosinus directeurs de ce plan :

$$\cos \alpha = \cos 315^\circ \sin 80^\circ = 0,6964$$

$$\cos \beta = -\sin 315^\circ \sin 80^\circ = 0,6964$$

$$\cos \gamma = \cos 80^\circ = 0,1736$$

Ces derniers, combinés aux coordonnées du point appartenant au plan de l’éponte (voir le tableau 6.3.4A), permettent, en s’aidant de l’équation 75, d’écrire l’équation de ce plan :

$$0,6964x + 0,6964y + 0,1736z = 375,6560$$

Les équations des plans structuraux D1, D2 et D3 s’obtiennent de la même façon et sont respectivement :

$$-0,4132x - 0,4924y + 0,7660z = 463,1520$$

$$-0,6040x + 0,7198y + 0,3420z = 437,7460$$

$$0,8830x - 0,3414y + 0,3420z = 194,8400$$

Le tableau 6.3.4B décrit les quatre systèmes de trois équations linéaires qui doivent être résolus pour déterminer les coordonnées des quatre sommets du tétraèdre qui sera formé par les trois plans structuraux et le plan de l’éponte inférieure du gisement lors de l’exploitation de ce dernier. Les coordonnées ainsi déterminées ont été ajoutées dans ce tableau. Pour illustrer le cheminement suivi pour obtenir les coordonnées, considérons le sommet A, point de rencontre du plan de l’éponte inférieure, du plan de la discontinuité D1 et du plan de la discontinuité D2. Les équations de ces trois plans forment le système suivant :

$$0,6964x + 0,6964y + 0,1736z = 375,6560$$

$$-0,4132x - 0,4924y + 0,7660z = 463,1520$$

$$-0,6040x + 0,7198y + 0,3420z = 437,7460$$

La solution de ce système donne $x = 62,6$ pi, $y = 273,8$ pi et $z = 814,4$ pi. Le processus est répété pour les trois autres sommets.

En comparant les coordonnées des sommets A, C et D présentées au tableau 6.3.4B, sommets qui se situent dans le plan de l'éponte inférieure, à celles des quatre coins de la chambre données dans l'énoncé de l'exemple, on déduit facilement que le tétraèdre sera complètement exposé. Le sommet B, étant celui qui se situe à l'intérieur du massif, n'entre pas dans la comparaison.

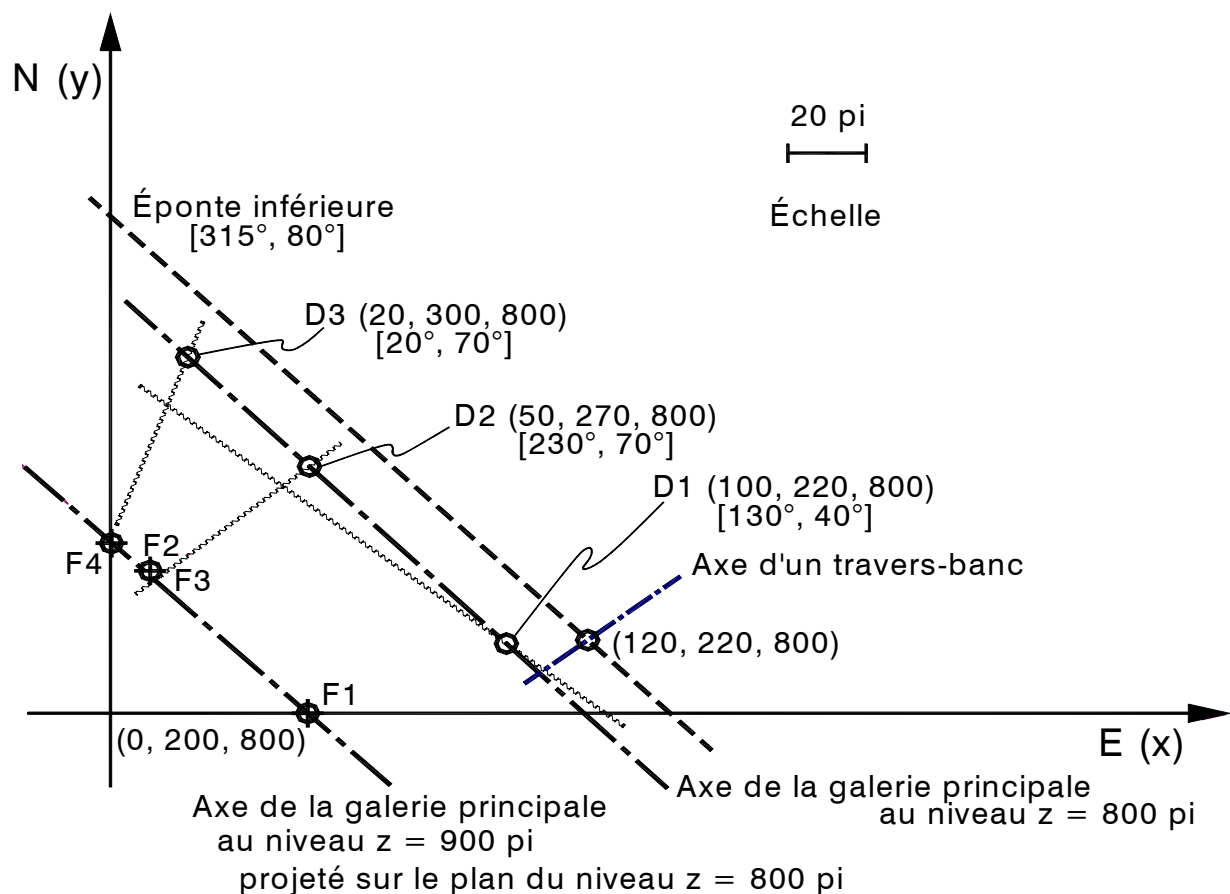


Figure 72 – Portion du plan du niveau $z = 800$ pi d'une mine souterraine représentant la trace de l'éponte inférieure du gisement, l'axe de la galerie principale, l'axe d'un travers-

banc et les traces des discontinuités géologiques D1, D2 et D3, discontinuités recoupées par la galerie principale. Portion du plan du niveau $z = 900$ pi de la même mine superposée à la portion du plan du niveau $z = 800$ pi représentant l'axe de la galerie principale ainsi que la position de quatre trous de forage.

Tableau 6.3.4B – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du site du plan de la figure 72 pour le cas de l'exemple 6.3.4B

Sommet	Éléments structuraux	Coordonnées des sommets, pi		
		x	y	z
A	D2-Éponte-D1	62,6	273,8	814,4
B	D1-D2-D3	12,7	251,5	773,2
C	D3-Éponte-D1	18,9	316,5	818,3
D	D2-Éponte-D3	51,7	307,1	724,9

B) Les éléments structuraux ne sont pas accessibles

Cette situation implique que l'existence des plans structuraux a été découverte par des trous de forage. Une telle situation s'apparente au cas des talus rocheux lorsque le socle rocheux est inaccessible. Pour connaître les paramètres d'orientation des plans structuraux qui forment le tétraèdre avec le plan de la paroi de l'excavation souterraine, on peut utiliser la méthode à laquelle la section 6.3.3B réfère, soit la technique qui consiste à recouper l'élément structural par trois trous de forage. De plus, il est considéré que ces trous de forage ont une orientation quelconque.

La procédure présentée à la section 6.3.3B sous le titre « *Les trous de forage ont une orientation quelconque* » s'applique dans ce cas-ci et il est inutile de la présenter à nouveau. Nous nous limitons à l'appliquer à un exemple.

Exemple 6.3.4B – Imaginons que le niveau $z = 800$ pi que montre le plan de la mine souterraine de la figure 72 (voir l'exemple 6.3.4A) n'a pas encore été développé. La galerie principale du niveau $z = 900$ pi a déjà été percée et elle recoupe les discontinuités D2 et D3. Il a donc été possible de les observer, d'en déterminer les paramètres d'orientation de même que les coordonnées d'un point appartenant à chacun de ces plans. Ces données sont présentées au tableau 6.3.4C.

Ces deux discontinuités majeures laissant présager l'existence d'un tétraèdre, l'ingénieur responsable a décidé d'implanter des trous de forage afin de prévoir à toutes éventualités. Ces trous de forage, implantés à partir de la galerie principale du niveau $z = 900$ pi, ont été arpentés et les données ainsi obtenues sont reproduites au tableau 6.3.4D. Ils ont permis d'établir qu'une troisième discontinuité (D1) existait sous le niveau $z = 900$ pi et confirmait la présence d'un tétraèdre. Les distances entre la tête des trous et les points d'intersection de ces derniers avec le plan de l'éponte inférieure et le plan de la discontinuité D1 sont également reproduites au tableau

6.3.4D. On vous demande de vérifier les relations linéaires en admettant que la chambre ouverte laissée par l'exploitation du gisement dans cette région aura les mêmes dimensions dans le cas de l'exemple 6.3.4A.

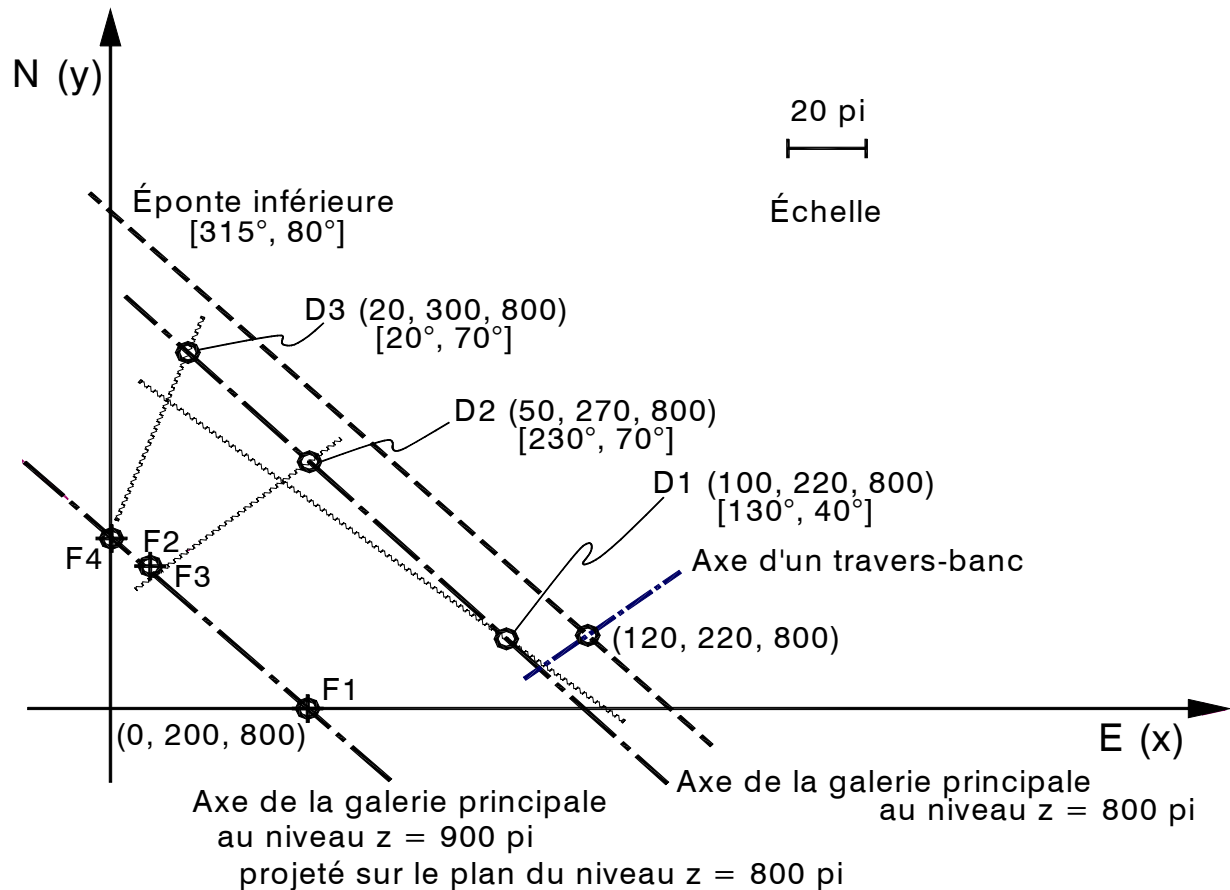


Figure 72 – Portion du plan du niveau $z = 800$ pi d'une mine souterraine représentant la trace de l'éponte inférieure du gisement, l'axe de la galerie principale, l'axe d'un travers-banc et les traces des discontinuités géologiques D1, D2 et D3, discontinuités recoupées par la galerie principale. Portion du plan du niveau $z = 900$ pi de la même mine superposée à la portion du plan du niveau $z = 800$ pi représentant l'axe de la galerie principale ainsi que la position de quatre trous de forage.

Tableau 6.3.4C – Paramètres d’orientation et coordonnées de points appartenant aux discontinuités D2 et D3 du plan du site illustré à la figure 72 pour l’exemple 6.3.4B

Élément structural	Paramètres D’orientation		Coordonnées d’un point de l’élément structural, pi		
	D	P	x	y	z
D2	230°	70°	37,8	212,2	900,0
D3	20°	70°	-27,1	277,1	900,0

Tableau 6.3.4D – Données extraites du journal de forage et relatives aux trous de forage F1, F2, F3 et F4 implantés au niveau z = 900 pi sur le site dont le plan constitue la figure 72 pour l’exemple 6.3.4B

Trou de forage	Coordonnées de la tête des trous de forage, pi			Paramètres d’orientation		Profondeur d’intersection avec les éléments structuraux, pi	
	x	y	z	D’	P’	D1	Éponte
F1	50	200	900	345°	45°	201,5	133,5
F2	10	240	900	45°	45°	78,8	-
F3	10	240	900	-	90°	-	135,7
F4	0	250	900	90°	50°	144,1	121,0

La vérification des relations linéaires requiert la connaissance des coordonnées des sommets du tétraèdre qui sont obtenues des équations des plans qui le forment. Dans le cas de la discontinuité D2, les équations 72 à 74 et les paramètres d’orientation donnés au tableau 6.3.4C donnent comme cosinus directeurs de ce plan :

$$\cos \alpha = \cos 230^\circ \sin 70^\circ = -0,6040$$

$$\cos \beta = -\sin 230^\circ \sin 70^\circ = 0,7199$$

$$\cos \gamma = \cos 70^\circ = 0,3420$$

Ces cosinus directeurs, combinés à l’équation 75 et aux coordonnées du point appartenant au plan de la discontinuité D2 mènent à :

$$-0,6040x + 0,7199y + 0,3420z = 437,7316$$

L’équation du plan de la discontinuité D3 s’obtient de la même façon :

$$0,8830x - 0,3214y + 0,3420z = 194,8108$$

Les équations du plan de l’éponte inférieure et du plan de la discontinuités D1 doivent être obtenues par un autre cheminement puisqu’ils n’ont pas été observés

directement mais intersectés par des trous de forage. Il faut d'abord déterminer les coordonnées de trois points appartenant à chacun des plans à partir des données extraites du journal de forage présentées au tableau 6.3.4D. Ainsi, pour le plan de l'éponte inférieure ($i = 1$), les équations 89 à 91 donnent pour les données du trou de forage F1 ($n = 1$) en puisant dans les données du tableau 6.3.4D :

$$x_{11} = 50,0 + 201,5 \cos 45^\circ \sin 345^\circ = 13,1 \text{ pi}$$

$$y_{11} = 200,0 + 201,5 \cos 45^\circ \sin 345^\circ = 337,7 \text{ pi}$$

$$z_{11} = 900,0 - 201,5 \sin 45^\circ = 757,5 \text{ pi}$$

Les coordonnées des deux autres points appartenant au plan de l'éponte inférieure ainsi que des trois points appartenant au plan de la discontinuité D1 s'obtiennent de la même façon. L'ensemble de ces coordonnées constitue le tableau 6.3.4E.

Tableau 6.3.4E – Coordonnées des points d'intersection des trous de forage et des éléments structuraux pour l'exemple 6.3.4B

Trous de forage	Coordonnées des points d'intersection, pi					
	Éponte			Discontinuité D1		
	x	y	z	x	y	z
F1	13,1	337,6	757,5	25,6	291,2	805,6
F2	49,4	279,4	844,3	-	-	-
F3	-	-	-	10,0	240,0	764,3
F4	92,6	250,0	789,6	77,8	250,0	807,3

La détermination des paramètres d'orientation du plan de l'éponte inférieure et de celui de la discontinuité D1 fait appel aux données du tableau 6.3.4E et à l'équation 75. Ainsi, pour le plan de l'éponte inférieure on a, pour chacun des points appartenant à ce plan :

$$13,1x + 337,7y + 757,5z = k$$

$$49,4x + 279,4y + 844,3z = k$$

$$92,6x + 250,0y + 789,6z = k$$

La règle de Cramer (équations 77 à 85) appliquée à ces trois équations donne :

$$\begin{aligned}\Delta &= 3111430,68 \\ \Delta_x &= 5740,93 \\ \Delta_y &= 5735,37 \\ \Delta_z &= 1411,34 \\ C_x &= 1,8451 \times 10^{-3} \\ C_y &= 1,8433 \times 10^{-3} \\ C_z &= 0,4536 \times 10^{-3} \\ \sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_z^2} &= 2,6473 \times 10^{-3} \\ \cos \alpha &= 0,6961 \\ \cos \beta &= 0,6961 \\ \cos \gamma &= 0,1756\end{aligned}$$

Ces cosinus directeurs, combiné aux équations 87 et 88 donnent $315,0^\circ$ comme direction et $80,1^\circ$ comme pendage du plan de l'éponte inférieure. Ces résultats sont présentés au tableau 6.3.4F. Quant aux paramètres d'orientation du plan de la discontinuité D1, le même cheminement mène aux résultats qui sont aussi présentés au tableau 6.3.4F.

Tableau 6.3.4F – Paramètres d'orientation et cosinus directeurs du plan de l'éponte inférieure et du plan de la discontinuité D1 du site illustré à la figure 72, calculés à partir des données obtenues de trous de forage d'orientation quelconque

Élément structural	Cosinus directeurs			Paramètres d'orientation	
	$\cos \alpha$	$\cos \beta$	$\cos \gamma$	D	P
Éponte	0,6961	0,6961	0,1756	$315,0^\circ$	$79,9^\circ$
Discont. D1	-0,4133	-0,4921	0,7662	$130,0^\circ$	$40,0^\circ$

Grâce à l'équation 75, aux cosinus directeurs du plan de l'éponte inférieure et du plan de la discontinuité D1 donnés au tableau 6.3.4F ainsi qu'aux coordonnées des points appartenant à ces plans présentées au tableau 6.3.4E, on peut formuler leur équation soit :

$$0,6961x + 0,6961y + 0,1756z = 377,1393$$

pour le plan de l'éponte inférieure et

$$-0,4133x - 0,4921y + 0,7662z = 463,3707$$

pour le plan de la discontinuité D1.

Les équations des quatre plans formant le tétraèdre étant formulées, il suffit maintenant, pour déterminer les coordonnées des sommets de ce dernier, de résoudre les quatre systèmes d'équations formés en combinant ces équations trois à trois. Le tableau 6.3.4G décrit ces quatre systèmes. Les coordonnées des sommets ainsi obtenues ont été ajoutées au tableau. Pour illustrer le cheminement suivi pour obtenir ces coordonnées, considérons le sommet A, point de rencontre du plan de l'éponte inférieure, du plan de la discontinuité D1 et du plan de la discontinuité D2. Les équations de ces trois plans forment le système suivant :

$$-0,6040x = 0,7198y + 0,3420z = 437,7104$$

$$0,6961x + 0,6961y + 0,1756z = 377,1393$$

$$-0,4133x - 0,4921y + 0,7662z = 463,3707$$

La solution de ce système donne $x = 62,6$ pi, $y = 273,7$ pi et $z = 814,4$ pi. Les coordonnées des trois autres sommets s'obtiennent de la même manière. L'ensemble des coordonnées des quatre sommets est présenté au tableau 6.3.4G.

Tableau 6.3.4G – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre du site de la figure 72 pour l'exemple 6.3.4B

Sommet	Éléments structuraux	Coordonnées des sommets, pi		
		x	y	Z
A	D2-Éponte-D1	62,6	273,7	814,4
B	D1-D2-D3	12,7	251,4	773,1
C	D3-Éponte-D1	19,9	316,5	818,2
D	D2-Éponte-D3	51,8	307,2	724,7

En portant les coordonnées des sommets sur le plan de la figure 72, on déduit facilement que le tétraèdre sera complètement exposé si la chambre laissée par l'exploitation du gisement garde les dimensions et la position prévues dans l'énoncé de l'exemple.

6.4. La résistance au cisaillement mobilisable est quelconque

6.4.1. La définition de l'angle équivalent

Il a été postulé jusqu'à présent que la résistance mobilisable le long des plans structuraux pouvait être définie par un angle de frottement (voir la liste d'hypothèses présentées à la section 5.3.1). En réalité, la résistance au cisaillement est

généralement une fonction de la contrainte normale qui agit le long des plans structuraux (voir la section 4.1.2). De plus, comme il a été écrit antérieurement, certaines discontinuités géologiques peuvent comporter une cohésion.

La figure 73 présente, dans l'espace de Mohr, une courbe-enveloppe non linéaire définissant la résistance au cisaillement au pic mobilisable le long d'un plan structural, résistance comportant une cohésion. Si ce plan est une face porteuse d'un tétraèdre découpé à proximité d'une excavation et que ce plan soit impliqué dans le mode d'instabilité potentielle de ce dernier, le problème qui se pose alors lorsque l'analyse de stabilité a été faite par stéréographie est d'établir la valeur de l'angle caractérisant la résistance au cisaillement mobilisable qu'il faut introduire dans l'équation du calcul du facteur de sécurité contre le glissement.

On peut, en première approximation, tracer une droite passant par l'origine du diagramme de Mohr et parallèle à la tangente à la courbe-enveloppe de résistance montrant la plus faible pente (voir la droite tiretée à la figure 73). La pente de cette droite devient l'angle de résistance au cisaillement mobilisable et il est introduit dans l'équation du calcul du facteur de sécurité. La valeur de cet angle est, à toute fin pratique, l'angle de résistance résiduelle. Cependant, selon la non linéarité de la courbe et la grandeur de la cohésion, cette façon de procéder peut s'avérer beaucoup trop sécuritaire et il est préférable de faire appel à la notion de l'angle équivalent proposée par Major et al. (1977).

La notion de l'angle équivalent consiste à tracer une droite passant par l'origine du diagramme de Mohr et rencontrant la courbe-enveloppe de résistance au point dont l'abscisse est la contrainte normale agissant sur le plan de glissement potentiel (voir la droite en trait plein à la figure 73). On appelle la pente de cette droite angle équivalent et cet angle équivalent est celui qui sert au calcul du facteur de sécurité contre le glissement.

L'utilisation de la notion de l'angle de frottement équivalent implique la connaissance de la contrainte normale au plan de glissement potentiel. Les paragraphes qui suivent montrent une façon d'y arriver. Connaître la contrainte normale sur une face porteuse du tétraèdre requiert d'abord la connaissance de son poids propre. Si le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute, il faut déterminer l'aire de la face porteuse du tétraèdre qui constitue le plan de glissement et déterminer sur le diagramme de Mohr un seul angle équivalent. Si le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute, il faut déterminer les aires des deux faces porteuses qui constituent les plans de glissement et répartir le poids du tétraèdre adéquatement entre les deux faces porteuses; il y a donc, dans ce dernier cas, deux angles équivalents à déterminer sur le diagramme de Mohr, si les contraintes normales sur les deux faces porteuses diffèrent.

Remarque – Il se peut, si l'ingénieur a des raisons de croire que l'instabilité du tétraèdre peut être progressive, qu'il soit préférable alors de calculer le facteur de sécurité contre le glissement en utilisant un angle de résistance au cisaillement mobilisable s'apparentant à l'angle de frottement résiduel (voir la figure 23 de la section 4.1.2).

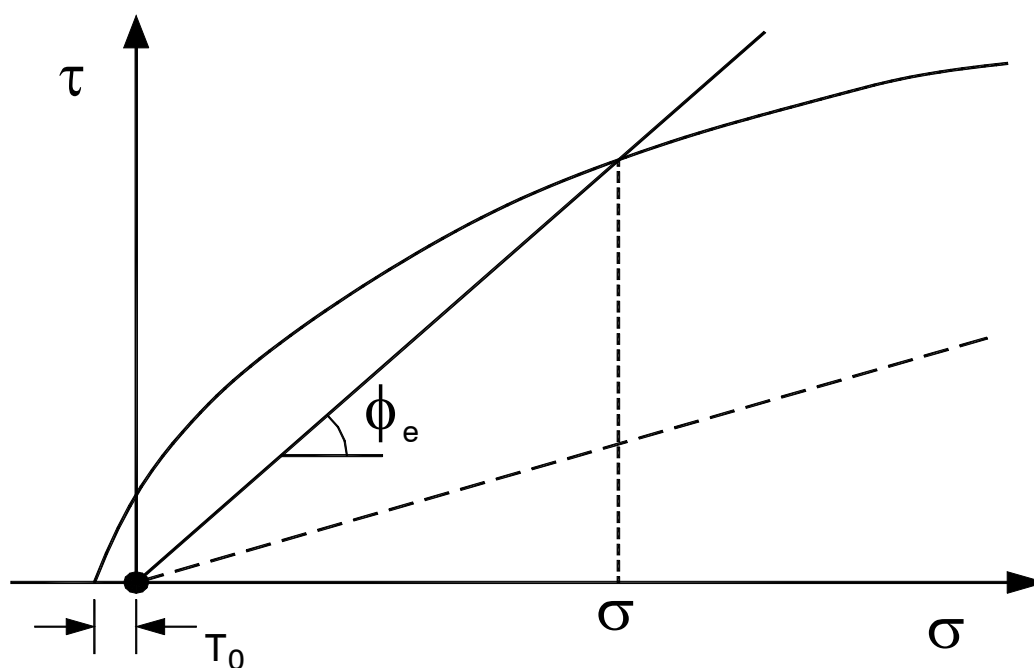


Figure 73 – Courbe-enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long d'un plan structural comportant une cohésion. Définition de l'angle de résistance au cisaillement mobilisable minimal (droite tiretée), de

l'angle de résistance au cisaillement mobilisable équivalent (droite continue) et de la résistance en tension (T_o).

6.4.2. Le poids propre du tétraèdre

Pour arriver à connaître le poids propre d'un tétraèdre il faut, d'abord, déterminer son volume (V) et, établir le poids volumique de la roche (γ_r). Le poids propre répond à l'équation suivante :

$$W = V\gamma_r \quad (92)$$

Le poids volumique de la roche du tétraèdre s'obtient de façon conventionnelle. Le calcul du volume du tétraèdre est relativement facile lorsque les coordonnées x_j , y_j et z_j des quatre sommets du tétraèdre sont connus. La section 6.3 du présent document montre comment on arrive à déterminer ces coordonnées selon diverses situations possibles. Le volume du tétraèdre a alors pour expression (un sixième du produit mixte de trois arêtes communes à un même sommet) :

$$V = 1/6 \{ (x_b - x_a)[(y_c - y_a)(z_d - z_a) - (z_c - z_a)(y_d - y_a)] \\ - (y_b - y_a)[(x_c - x_a)(z_d - z_a) - (z_c - z_a)(x_d - x_a)] \\ + (z_b - z_a)[(x_c - x_a)(y_d - y_a) - (y_c - y_a)(x_d - x_a)] \} \quad (93)$$

Exemple 6.4.2A – Soit le plan de la figure 70 qui illustre le site de l'exemple 5.3.2C et de l'exemple 6.3.3B. L'analyse de stabilité (exemple 5.3.2C) a établi que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalable à une chute dans l'excavation. La vérification des relations linéaires (exemple 6.3.3B) a nécessité la détermination des coordonnées des sommets du tétraèdre. Le tableau 6.4.2A présente ces coordonnées. On demande de calculer le poids propre du tétraèdre en acceptant que le poids volumique de la roche qui le forme est 170 lb/pi^3 .

Combinant les données du tableau 6.4.2A et l'équation 93, on a, comme volume du tétraèdre :

$$V = 1/6 \{ (24 - 66)[(72 - 32)(91,7 - 121) - (116 - 121)(56,2 - 32)] \\ - (30 - 32)[(28 - 66)(91,7 - 121) - (116 - 121)(56,8 - 66)] \\ + (123 - 121)[(28 - 66)(56,2 - 32) - (72 - 32)(56,8 - 66)] \} = 7528,9 \text{ pi}^3$$

Tableau 6.4.2A – Coordonnées des sommets du tétraèdre du site dont le plan est illustré à la figure 70

Sommet	Coordonnées des sommets, pi		
	x	y	Z
A	66	32	211
B	24	30	123
C	28	72	116
D	56,8	56,2	91,7

Puis, à l'aide de l'équation 92, on trouve comme poids du tétraèdre, en y substituant le volume déjà calculé ainsi que le poids volumique donné dans l'énoncé de l'exemple :

$$W = \frac{7499,7 \times 170}{2000} = 640,0 \text{ tonnes impériales}$$

6.4.3. L'aire des faces porteuses

Quel que soit le mode d'instabilité potentielle, la façon de calculer l'aire d'une face porteuse est la même. Cette aire est égale à la moitié de la valeur scalaire du produit vectoriel de deux des arêtes définissant la face. Ainsi, si la face en question est définie par les sommets B, C et D du tétraèdre de la figure 74, l'aire S_{BCD} a pour expression :

$$S_{BCD} = 1/2 \left[\sqrt{(x_b - x_c)^2 + (y_b - y_c)^2 + (z_b - z_c)^2} \right. \\ \left. \sqrt{(x_b - x_d)^2 + (y_b - y_d)^2 + (z_b - z_d)^2} \right] \sin \mu \quad (94)$$

où μ est l'angle entre l'arête BC et l'arête BD; il s'obtient facilement du calque sur lequel l'analyse de stabilité a été réalisée.

Similairement, pour ce qui a trait à la face porteuse définie par les sommets A, B et D du tétraèdre de la figure 74, l'aire S_{ABD} a pour expression :

$$S_{ABD} = 1/2 \left[\sqrt{(x_b - x_a)^2 + (y_b - y_a)^2 + (z_b - z_a)^2} \right] \left[\sqrt{(x_b - x_d)^2 + (y_b - y_d)^2 + (z_b - z_d)^2} \right] \sin v \quad (95)$$

où v est l'angle entre l'arête BA et l'arête BD. Cet angle s'obtient de la même façon que l'angle μ .

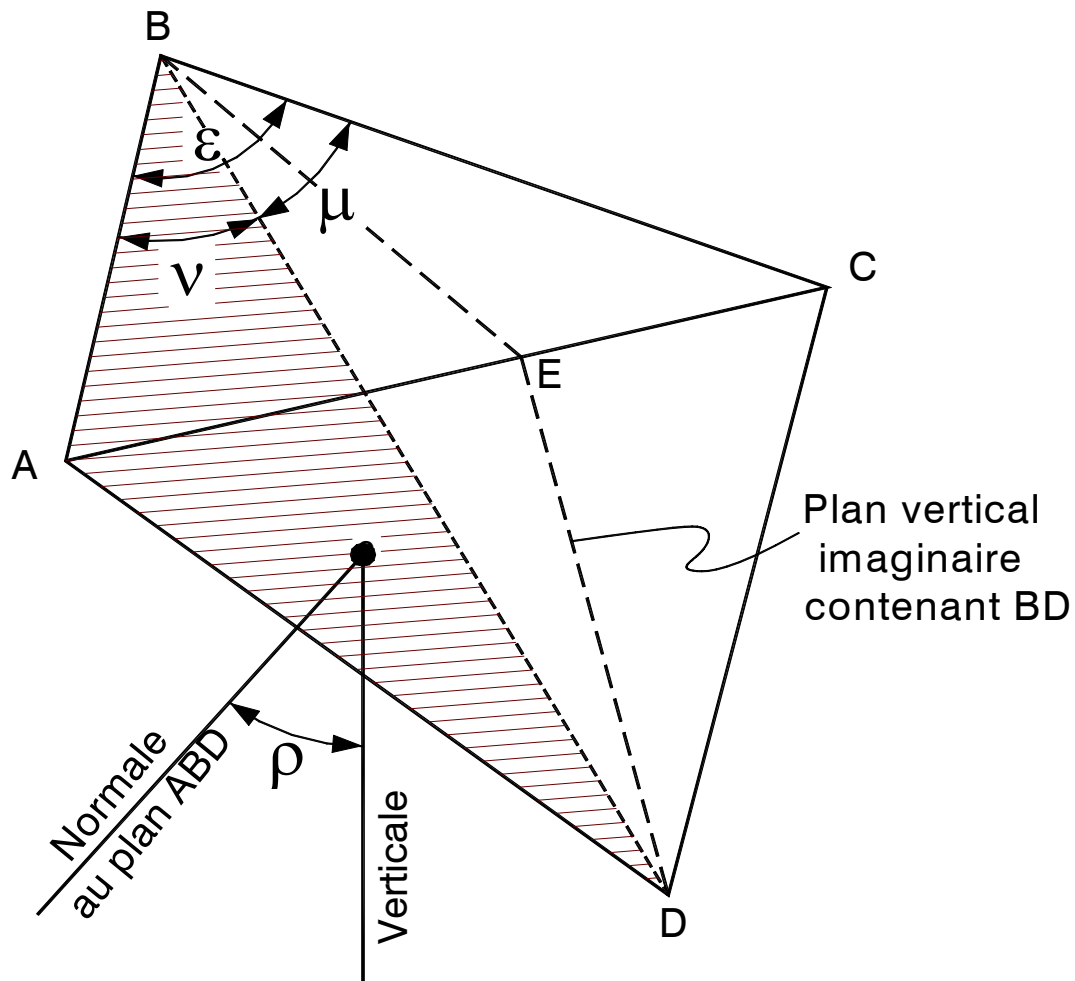


Figure 74 – Tétraèdre ABCD illustrant les faces porteuses BCD et ABD, les angles μ , ν et ϵ servant au calcul des aires des faces du tétraèdre, le plan vertical imaginaire contenant la droite d'intersection BD des deux faces porteuses, l'intersection E du plan imaginaire avec l'arête AC du tétraèdre ainsi que l'angle ρ que fait la normale au plan ABD avec la verticale.

Exemple 6.4.3A – On demande de calculer les aires des faces porteuses du tétraèdre dont les coordonnées des sommets sont présentées au tableau 6.4.2A. Le tétraèdre en cause est celui de l'exemple 6.3.3B.

Considérons d'abord la face porteuse BCD. Le calque de la figure 75 permet d'obtenir la valeur de l'angle μ de l'équation 94, soit 48° . En substituant cette valeur dans l'équation 94, de même que les données appropriées du tableau 6.4.2A, on a :

$$S_{BCD} = 1/2 \left[\sqrt{(24-28)^2 + (30-72)^2 + (123-116)^2} \right] \left[\sqrt{(24-56,8)^2 + (30-56,2)^2 + (123-91,7)^2} \right] \sin 48^\circ = 832,1 \text{ pi}^2$$

De même pour la face porteuse ABD, le calque de la figure 75 donne 45° comme valeur de l'angle v . Substituant cette valeur dans l'équation 95, de même que les valeurs appropriées des coordonnées des sommets présentées au tableau 6.4.2A, on a :

$$S_{ABD} = 1/2 \left[\sqrt{(24-66)^2 + (30-32)^2 + (123-121)^2} \right] \left[\sqrt{(24-56,8)^2 + (30-56,2)^2 + (123-91,7)^2} \right] \sin 45^\circ = 779,3 \text{ pi}^2$$

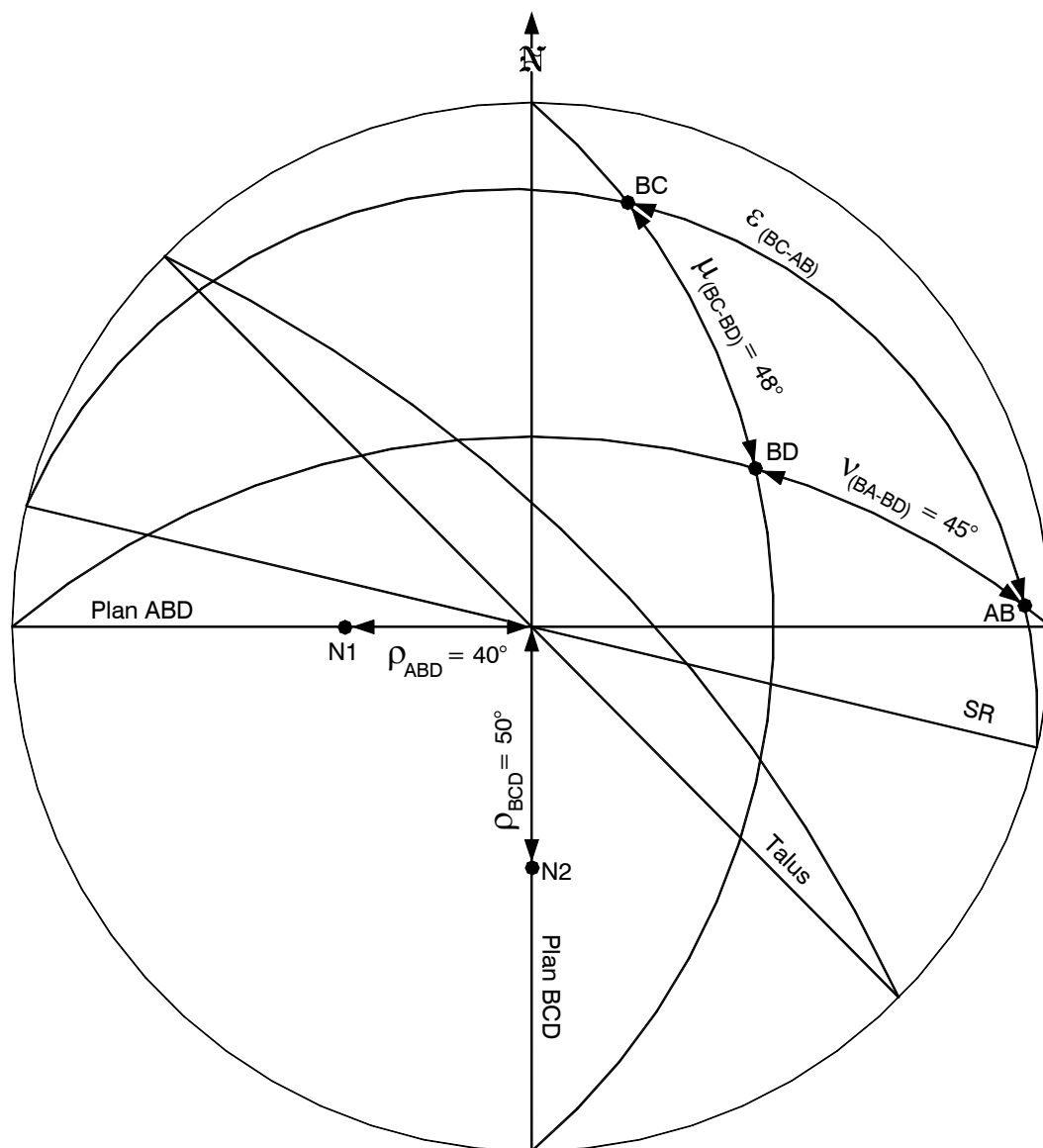


Figure 75 – Calque produit en projection stéréographique méridienne pour analyser la stabilité du tétraèdre de l'exemple 6.3.3B montrant la mesure des angles μ , ν , ρ_{ABD} et ρ_{BCD} .

6.4.4. La contrainte normale suivant les faces porteuses

A) Le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation

Lorsque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan, le poids entier du tétraèdre est repris par la face porteuse constituant le plan de glissement. Ce plan est identifié lors de l'analyse de stabilité et est connu à ce stade-ci. La contrainte normale σ , servant à tracer la droite donnant l'angle de résistance au cisaillement mobilisable équivalent, est alors:

$$\sigma = \frac{W_n}{S} \quad (96)$$

où W_n est la composante du poids propre du tétraèdre normale à la face porteuse. Cette composante répond à l'équation qui suit:

$$W_n = W \cos \rho \quad (97)$$

où ρ est l'angle entre la verticale et la normale à la face porteuse; cet angle, illustré à la figure 74, s'obtient facilement du calque sur lequel l'analyse de stabilité a été exécutée (voir le calque de la figure 75) en utilisant le pôle de la représentation polaire du plan de glissement.

B) Le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation

Lorsque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans, il faut établir la portion du poids propre du tétraèdre reprise par chacune des faces porteuses sur lesquelles il y aurait glissement. On pourrait démontrer que cette répartition s'obtient en coupant le tétraèdre en deux par un plan vertical imaginaire contenant la droite d'intersection des deux plans constituant les faces porteuses comme il est illustré à la figure 74.

Comme on peut le voir à la figure 74, le plan vertical imaginaire rencontre l'arête AC du tétraèdre original en E et crée deux tétraèdres identifiés ABDE et BCDE. Il est facile de représenter ce plan imaginaire sur le calque de l'analyse de stabilité. Son pendage est 90° et sa direction est la même que la droite d'intersection des deux faces porteuses.

Les coordonnées du sommet E sont requises pour déterminer le poids propre de chacun des deux tétraèdres créés par le plan imaginaire. Les trois plans qui se rencontrent en E sont les suivants :

- i) le plan imaginaire. Ce plan passe aussi par les sommets B et D en plus du sommet E;
- ii) le plan contenant les sommets A, B et C. Ce plan est celui de la surface du socle rocheux dans le cas d'une excavation à découvert et celui d'une discontinuité géologique dans le cas d'une excavation souterraine;
- iii) le plan contenant déjà les sommets A, C et D. Ce plan est celui du talus ou de la paroi de l'excavation souterraine.

Les équations des plans ABC et ACD ont été normalement formulées lors de la vérification des relations linéaires. Il ne reste que celle du plan imaginaire à formuler pour pouvoir obtenir les coordonnées du sommet E. Le cheminement à suivre a déjà été présenté à la section 6.3.2. Il suffit, par la suite, de résoudre le système de trois équations linéaires pour obtenir les coordonnées cherchées.

Connaissant les coordonnées du sommet E, il est facile de calculer la contrainte normale suivant chacune des faces porteuses à l'aide des équations 92 à 97.

Exemple 6.4.4A – On demande de calculer le facteur de sécurité contre le glissement qui caractérise le tétraèdre de l'exemple 5.3.2C (voir la figure 70) en admettant que la courbe enveloppe de résistance au cisaillement mobilisable n'est pas linéaire et correspond à celle de la figure 76 et que le poids volumique de la roche du tétraèdre est 170 lb/pi^3 . On rappelle que le tableau 6.4.2A présente les coordonnées des sommets A, B, C et D du tétraèdre. On rappelle également que le mode d'instabilité potentielle du tétraèdre de l'exemple est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation.

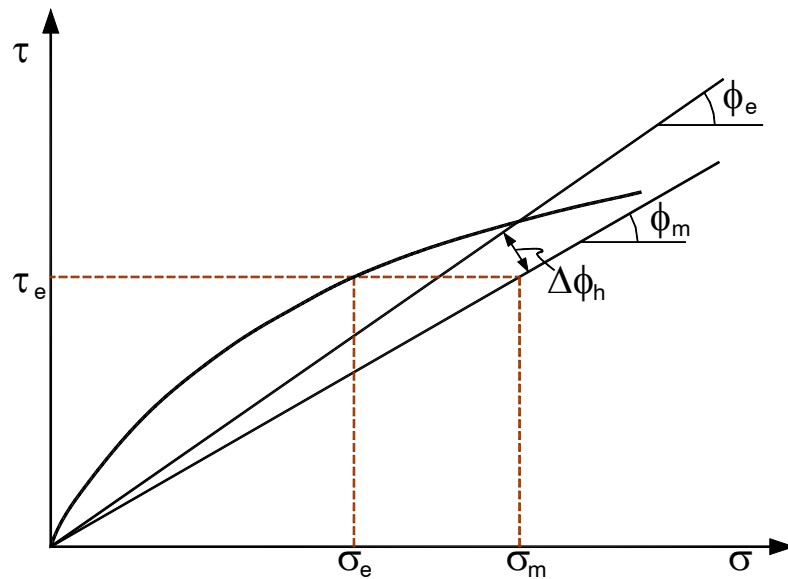


Figure 76 – Courbe-enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long des faces porteuses pour l'exemple 6.4.4A.

Le calque de la figure 46 qui a servi à l'analyse de stabilité de l'exemple 5.3.2C, permet d'établir que la direction du plan imaginaire de répartition du poids du tétraèdre sur chacune des deux faces porteuses est 56° (sur le calque, S1 est identifié PS1 et S2, PS2). Les équations 72 à 74 donnent comme valeurs numériques des cosinus directeurs de ce plan imaginaire vertical :

$$\cos \alpha = \cos 56^\circ = 0,5592$$

$$\cos \beta = -\sin 56^\circ = -0,8290$$

$$\cos \gamma = 0,00$$

L'équation 75 permet d'écrire, pour le plan imaginaire :

$$0,5592x - 0,8290y = k$$

En substituant dans l'équation précédente les coordonnées du point B (voir le tableau 6.4.2A) contenu dans le plan imaginaire, on trouve $k = -11,4492$.

Le plan ABC est le plan du socle rocheux dans le cas du présent exemple. Son équation a déjà été formulée à l'exemple 6.3.3C :

$$0,0385x + 0,1612y + 0,9862z = 127,0904$$

L'équation du plan ACD, le plan du talus dans le cas du présent exemple, a aussi déjà été formulée et présentée à l'exemple 6.3.3B :

$$0,6645x + 0,6645y + 0,3420z = 106,1033$$

La solution du système formé des trois dernières équations linéaires donne comme coordonnées du point E : $x = 50,5$ pi, $y = 47,9$ pi et $z = 119,1$ pi.

Le poids propre du tétraèdre ABDE porté par la face ABD s'obtient à l'aide des équations 92 et 93, des coordonnées des sommets A, B et D du tableau 6.2.4A ainsi que des coordonnées du sommet E calculées au paragraphe précédent. Donc :

$$V = 1/6 \{ (24 - 66)[(56,2 - 32)(119,1 - 121) - (91,7 - 121)(47,9 - 32)] \\ - (30 - 32)[(56,8 - 66)(119,1 - 121) - (91,7 - 121)(50,5 - 66)] \\ + (123 - 121)[(56,8 - 66)(47,9 - 32) - (56,2 - 32)(50,5 - 66)] \} = 3008,51 \text{ pi}^3$$

et

$$W = \frac{3008,51 \times 170}{2000} = 255,7 \text{ tonnes impériales}$$

L'aire de la face porteuse S_{ABD} (plan structural S2) a été calculée dans l'exemple 6.4.3A, soit $779,3 \text{ pi}^2$. L'angle ρ_{ABD} est 40° . La figure 75, représentant le calque ayant servi à l'analyse de stabilité illustre comment la valeur de cet angle s'obtient. L'équation 97 donne, comme composante normale du poids du tétraèdre sur la face porteuse ABD :

$$W_n = 255,7 \cos 40^\circ = 195,9 \text{ tonnes impériales}$$

La contrainte normale est alors (équation 96) :

$$\sigma = \frac{195,9 \times 2000}{779,3 \times 144} = 3,49 \text{ lb / po}^2$$

Cette contrainte normale et la courbe-enveloppe de la figure 76 permettent d'établir que l'angle équivalent pour la face porteuse ABD est $48,2^\circ$.

Quant au poids propre du tétraèdre BCDE porté par la face BCD, il s'obtient de la même façon que dans le cas du tétraèdre ABDE. Les coordonnées du point C sont données au tableau 6.2.4A. On a alors :

$$V = 1/6 \{ (28 - 24)[(56,2 - 30)(119,1 - 123) - (91,7 - 123)(47,9 - 30)] \\ - (72 - 30)[(56,8 - 24)(119,1 - 123) - (91,7 - 123)(50,5 - 24)] \\ + (116 - 123)[(56,8 - 24)(47,9 - 30) - (56,2 - 30)(50,5 - 24)] \} = 4480,27 \text{ pi}^3$$

et

$$W = \frac{4480,27 \times 170}{2000} = 380,8 \text{ tonnes impériales}$$

L'aire de la face porteuse S_{BCD} (plan structural S1) a été calculée dans l'exemple 6.4.3A et on a trouvé $832,1 \text{ pi}^2$. La figure 75, représentant le calque ayant servi à l'analyse de stabilité, donne 50° comme valeur de l'angle ρ_{BCD} . La composante normale du poids du tétraèdre sur la face porteuse BCD s'obtient de l'équation 97 :

$$W_n = 380,8 \cos 50^\circ = 244,8 \text{ tonnes impériales}$$

L'équation 96 donne comme contrainte normale :

$$\sigma = \frac{244,8 \times 2000}{832,1 \times 144} = 4,09 \text{ lb / po}^2$$

Cette contrainte normale et la courbe-enveloppe de la figure 76 permettent d'établir que l'angle équivalent pour la face porteuse BCD est $46,9^\circ$.

Les angles de résistance au cisaillement mobilisable sont donc $46,9^\circ$ pour le plan structural S1 et $48,2^\circ$ pour le plan structural S2. Il faut utiliser l'équation 51 pour calculer le facteur de sécurité contre le glissement. Puisque le pendage du plan structural S1 est inférieur à celui du plan structural S2, on doit poser :

$$\varphi_A = 46,9^\circ$$

et

$$\varphi_B = 48,2^\circ$$

Le calque de la figure 46 donne $\theta = 34^\circ$, $\xi = 120^\circ$ et $\kappa = 82^\circ$ (cet angle doit être mesuré du côté du plan structural S1, identifié PS1 sur le calque). L'équation 51 donne alors :

$$FSG = \frac{\sin 142^\circ \tan 46,9^\circ + \sin 22^\circ \tan 48,2^\circ}{\sin 120^\circ \tan 34^\circ} = 1,84$$

Dans l'exemple 5.3.2C, le facteur de sécurité calculé en prenant sécuritairement 25° comme angle de résistance au cisaillement mobilisable minimal afin d'ignorer le fait que la courbe enveloppe de résistance n'est pas linéaire était de 0,79.

6.4.5. Le cas des chutes sans glissement préalable

Rappelons d'abord que les chutes sans glissement préalable se présentent uniquement dans les cas d'excavations souterraines où la paroi de l'excavation impliquée dans la formation du tétraèdre est un toit ou une éponte supérieure.

A la section 5.2.4, il a été stipulé, étant donné qu'une des hypothèses énoncées était que la résistance au cisaillement mobilisable le long des discontinuités géologiques s'exprimait uniquement par un angle de frottement, il n'y avait pas lieu de procéder au calcul d'un facteur de sécurité contre le glissement quand le mode d'instabilité potentielle était la chute sans glissement préalable. Il fallait donc admettre que si l'analyse de stabilité révélait que les relations angulaires étaient vérifiées pour qu'il y ait chute dans l'excavation sans glissement préalable, il y a instabilité à tous coups.

Si la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux comporte une cohésion, il devient possible de calculer un facteur de sécurité en considérant la résistance en tension qu'offrent alors les discontinuités.

A) Les résistances au cisaillement mobilisables sont les mêmes sur tous les plans

La définition générale déjà posée pour le facteur de sécurité contre le glissement préalable à une chute devient, dans le cas de chute sans glissement préalable :

$$FSC = \frac{(S_{ABC} + S_{ABD} + S_{BCD})T_o}{W} \quad (98)$$

où FSC est le facteur de sécurité contre une chute (sans glissement préalable), S_{ABC} , S_{ABD} et S_{BCD} sont respectivement les aires des trois faces du tétraèdre formé par les

discontinuités géologiques, T_o est la résistance en tension mobilisable sur les trois plans structuraux et W est le poids propre du tétraèdre. Dans l'équation 98, l'identification des aires est faite de la même façon qu'à la section 6.4.3, les sommets ACD étant sur la paroi de l'excavation alors que le sommet B identifie le sommet à l'intérieur du massif rocheux.

Les aires S_{BCD} et S_{ABD} d'obtiennent des équations 94 et 95. L'aire S_{ABC} est donnée par :

$$S_{ABC} = 1/2 \left[\sqrt{(x_a - x_b)^2 + (y_a - y_b)^2 + (z_a - z_b)^2} \right] \left[\sqrt{(x_a - x_c)^2 + (y_a - y_c)^2 + (z_a - z_c)^2} \right] \sin \varepsilon \quad (99)$$

L'angle ε , angle entre les arêtes BA et BC, est illustré à la figure 74 et s'obtient du calque ayant servi à l'analyse de stabilité.

Le poids propre du tétraèdre s'obtient comme dans les cas de glissement préalable à une chute (voir la section 6.4.2). Quant à la résistance en tension, elle est donnée par la courbe-enveloppe définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux formant le tétraèdre. La figure 73 montre comment la grandeur de la résistance en tension peut être obtenue à partir d'une telle courbe.

Remarque – Advenant que l'ingénieur a des raisons de croire qu'il peut y avoir une décohésion progressive le long des plans structuraux, il doit admettre alors que le tétraèdre chutera éventuellement s'il n'est pas soutenu.

Exemple 6.4.5A – Considérons à nouveau l'exemple 5.3.4A. C'est le cas d'un tétraèdre découpé au toit d'une excavation. L'analyse de stabilité (voir le calque de la figure 54) a démontré que le mode d'instabilité potentielle de ce tétraèdre est la chute sans glissement préalable. On demande de calculer le facteur de sécurité contre la chute si la résistance en tension mobilisable le long des plans structuraux est 60 lb/pi^2 . Le poids volumique de la roche du massif rocheux est 180 lb/pi^3 . Le tableau 6.4.5A présente les paramètres d'orientation des plans formant le tétraèdre ainsi que les coordonnées d'un point appartenant à chaque plan, coordonnées mesurées dans le plan du toit à un stade de l'excavation qui fait que le tétraèdre n'est exposé qu'en partie.

Dans le présent exemple, le calcul du facteur de sécurité contre la chute fait appel à l'équation 98 et il faut connaître le poids propre du tétraèdre ainsi que l'aire des faces du tétraèdre découpées par les discontinuités géologiques. Les cheminements à suivre pour en arriver à connaître ces caractéristiques du tétraèdre ont été décrits antérieurement aux sections 6.3 et 6.4. Il faut débiter les calculs par la détermination

des cosinus directeurs des plans le formant en utilisant les équations 72 à 74. Ainsi, pour le plan du toit, ces équations donnent :

$$\cos \alpha = \cos 45^\circ \sin 10^\circ = 0,1228$$

$$\cos \beta = -\sin 45^\circ \sin 10^\circ = -0,1228$$

$$\cos \gamma = \cos 10^\circ = 0,9848$$

Ces résultats sont rapportés au tableau 6.4.5B. Ce tableau présente aussi les cosinus directeurs des autres plans, cosinus directeurs qui s'obtiennent de la même façon. L'équation 75, les cosinus directeurs du tableau 6.4.5B ainsi que les coordonnées des points appartenant à chacun des plans (voir le tableau 6.4.5A) conduisent à la détermination des coefficients k de l'équation de chaque plan. Pour fins d'illustration considérons le plan du toit . On a :

$$k = 4,35 \times 0,1228 - 16,80 \times 0,1228 + 94,92 \times 0,9848 = 91,9484$$

Les coefficients k ont été ajoutés au tableau 6.4.5B.

Tableau 6.4.5A – Paramètres d'orientation et coordonnées de points appartenant aux plans des discontinuités mesurées dans le plan du toit de l'exemple 6.4.5A

Élément structural	Paramètres d'orientations		Coordonnées d'un point appartenant à l'élément*, pi		
	D	P	x	y	z
Toit	45°	10°	-	-	-
PS1	270°	45°	4,35	16,80	94,92
PS2	0°	50°	7,50	10,50	93,74
PS3	135°	20°	5,55	12,60	94,25

(*) : Les coordonnées des points des plans des discontinuités ayant été mesurées dans le plan du toit de l'excavation souterraine, ces points appartiennent aussi au plan du toit.

Tableau 6.4.5B – Cosinus directeurs et coefficients k des plans formant le tétraèdre de l'exemple 6.4.5A

Élément structural	Cosinus directeur			Coefficient k
	$\cos \alpha$	$\cos \beta$	$\cos \gamma$	
Toit	0,1228	-0,1228	0,9848	91,9484
PS1	0,0000	0,7071	0,7071	78,9972
PS2	0,7660	0,0000	0,6428	66,0011
PS3	-0,2418	-0,2418	0,9397	84,1781

L'étape subséquente consiste à déterminer les coordonnées des sommets du tétraèdre. Le processus consiste, pour un sommet donné, à considérer les équations des trois plans qui donnent lieu à ce sommet et de résoudre ces équations simultanément. Les quatre systèmes d'équations et les sommets correspondant sont présentés au tableau 6.4.5C. La convention déjà établie qui fait que les sommets A, C et D sont situés sur la paroi de l'excavation alors que le sommet B est à l'intérieur du massif rocheux est utilisée encore ici. Pour illustrer le processus d'obtention de ces coordonnées, considérons le sommet A, point de rencontre des plans structuraux PS1 et PS3 ainsi que du plan du toit. Utilisant les cosinus directeurs et les coefficients k du tableau 6.4.5 B, on peut écrire :

$$\begin{aligned} 0,7071y + 0,7071z &= 78,9972 \\ -0,2418x - 0,2418y + 0,9397z &= 84,1781 \\ 0,1228x - 0,1228y + 0,9848z &= 91,9484 \end{aligned}$$

La solution du système précédent donne $x = 4,09$ pi, $y = 16,77$ pi et $z = 94,95$ pi. Ces résultats, de même que ceux déduits des trois autres systèmes d'équations, sont présentés au tableau 6.4.5C.

Tableau 6.4.5C – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.4.5A

Sommet	Éléments structuraux se rencontrant	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	Toit-PS1-PS3	4,09	16,77	94,95
B	PS1-PS2-PS3	6,15	16,29	95,35
C	Toit-PS2-PS3	8,12	5,17	93,00
D	Toit-PS1-PS2	6,74	16,99	94,65

Pour connaître les aires des faces du tétraèdre le long desquelles la résistance en tension peut être mobilisée, il faut faire intervenir les coordonnées des sommets constituant le tableau 6.4.5C et les équations 94, 95 et 99. Le calque de la figure 54 donne $\mu = 112^\circ$ (angle entre les droites d'intersection PS1-PS2 et PS2-PS3, équation 94), $\nu = 105^\circ$ (angle entre les droites d'intersection PS1-PS3 et PS1-PS2, équation 95) et $\varepsilon = 108^\circ$ (angle entre les droites d'intersection PS1-PS3 et PS2-PS3, équation 99). Il ne faut pas confondre les pôles des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux et apparaissant sur le calque de la figure 54 avec les sommets du tétraèdre. Ces équations donnent $S_{BCD} = 6,16$ pi², $S_{ABD} = 1,20$ pi² et $S_{ABC} = 11,81$ pi².

Combinant les coordonnées des sommets du tableau 6.4.5C à l'équation 93, on trouve $3,7672$ pi³ comme volume du tétraèdre. Substituant ce volume de même que le poids volumique de la roche dans l'équation 92, on en arrive à un poids propre de

640,4 lb. Il est maintenant possible de calculer le facteur de sécurité contre la chute à l'aide de l'équation 98 :

$$FSC = \frac{(1,20 + 11,81 + 6,16)60}{640,4} = 1,80$$

Le facteur de sécurité contre la chute est supérieur à l'unité. En principe, le tétraèdre est stable. L'ingénieur peut néanmoins juger que ce facteur de sécurité est trop petit. Il ferait alors appel à un soutènement (étant donné le volume relativement petit du tétraèdre, il pourrait décider de provoquer sa chute).

B) Les résistances au cisaillement mobilisables sur les plans structuraux sont différentes

Dans ce cas, l'équation donnant le facteur de sécurité contre la chute sans glissement préalable s'écrit :

$$FSC = \frac{S_{ABC} T_{oABC} + S_{ABD} T_{oABD} + S_{BCD} T_{oBCD}}{W} \quad (100)$$

où T_{oABC} , T_{oABD} et T_{oBCD} sont les résistances en tension mobilisable le long des faces ABC, ABD et BCD respectivement. Ces résistances s'obtiennent, dans chaque cas, de la façon montrée à la figure 73.

Remarque – Advenant que l'ingénieur a des raisons de croire qu'il peut y avoir une décohésion progressive le long des plans structuraux, il doit admettre alors que le tétraèdre chutera éventuellement s'il n'est pas soutenu.

L'équation 100 mène à un facteur de sécurité global contre la chute. Même s'il est jugé que la décohésion progressive est impossible, le concepteur peut être d'avis qu'il doit sécuritairement considérer plutôt un facteur de sécurité local contre la chute. Dans cet esprit, il pourrait calculer un facteur de sécurité contre la chute en utilisant l'équation 98 et la résistance en tension la plus petite parmi celles qui caractérisent les trois plans structuraux. Il pourrait aussi calculer des facteurs de sécurité locaux pour chaque face du tétraèdre correspondant à des plans structuraux. Cette dernière alternative requiert qu'une répartition du poids du tétraèdre entre ses trois faces constituées par les plans structuraux soit faite. Les auteurs jugent que la présentation de la façon de faire cette répartition ne cadre pas dans les objectifs de cet ouvrage.

Exemple 6.4.5B – Soit l'exemple 5.3.4A. On demande ce que devient le facteur de sécurité contre la chute si les résistances en tension sont 40 lb/pi^2 , 60 lb/pi^2 et 80 lb/pi^2 sur les faces ABD, BCD et ABC respectivement.

L'exemple 6.4.5B diffère de l'exemple 6.4.5A uniquement par le fait que la résistance en tension mobilisable n'est pas la même sur tous les plans structuraux du tétraèdre et de ce fait, il faut faire appel à l'équation 100 pour le calcul du facteur de sécurité contre la chute :

$$FSC = \frac{1,20 \times 80 + 11,81 \times 40 + 6,16 \times 60}{640,4} = 1,46$$

Il faut remarquer, bien que la résistance en tension mobilisable moyenne soit dans le présent exemple 60 lb/pi², le facteur de sécurité contre la chute calculé diffère de celui de l'exemple 6.4.5A étant donné l'effet de pondération introduite par les aires des faces.

C) L'effet des séismes

L'effet des séismes sur la stabilité des tétraèdres dont le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable doit être pris en ligne de compte. Les auteurs du présent guide suggèrent d'augmenter, lors du calcul du facteur de sécurité contre la chute, le poids propre du tétraèdre d'une quantité égale à KW où K est le coefficient sismique approprié (voir la section 6.2).

6.5. Les pressions hydrauliques et les forces hydrostatiques

6.5.1. Mise en situation

L'eau peut circuler dans les massifs rocheux. Dans les massifs de roches très poreuses, l'eau voyage, entre autres, dans les pores et les craquelures. C'est la circulation poreuse et cette dernière a, en général, peu d'influence sur les instabilités structurales. Les massifs rocheux peuvent aussi être caractérisés par une circulation de fissures, c'est-à-dire que l'eau s'écoule dans les discontinuités géologiques de toutes natures. Cette eau peut alors générer des pressions hydrauliques et des forces hydrostatiques sur les parois des discontinuités. Si ces discontinuités constituent des faces de tétraèdres, il s'ensuit que ces pressions et ces forces ont une influence généralement non négligeable sur la stabilité des tétraèdres de roche découpés à proximité des parois des excavations, en ce sens que ces pressions et ces forces sont déstabilisatrices.

L'effet de ces pressions et de ces forces peut être pris en considération lors d'analyses de stabilité en faisant intervenir, dans le calcul du facteur de sécurité contre le glissement des angles de résistance au cisaillement mobilisable le long des

faces porteuses modifiées en conséquence. Les paragraphes qui suivent montrent comment on y arrive.

6.5.2. Les pressions hydrauliques

A) *La prévision des pressions*

Les pressions hydrauliques agissant dans les discontinuités géologiques dépendent d'un grand nombre de facteurs. La meilleure façon d'en connaître la grandeur c'est de procéder à des mesures in situ. Toutefois, la description des techniques de mesure de ces pressions ne cadre pas dans les objectifs du présent rapport.

Contrairement aux excavations souterraines qui nécessitent inévitablement des mesures, il est possible, dans le cas des talus, de prédire sécuritairement la grandeur des pressions hydrauliques à l'aide de modèles mathématiques simples. Les paragraphes qui suivent proposent une modélisation mathématique menant à une telle expression de la pression hydraulique. Cette modélisation fait appel aux hypothèses suivantes (Sharp et al., 1977) :

- i) la nappe phréatique est confondue avec le profil du talus;
- ii) les pressions d'écoulement sont négligeables;
- iii) la pression hydraulique agit sur toute l'aire des faces porteuses du tétraèdre;
- iv) la répartition de la pression hydraulique est linéaire, nulle le long des intersections des faces porteuses avec la paroi du talus et le plan de la surface du socle rocheux et maximale au centre de la droite d'intersection des deux faces porteuses (les effets du mort-terrain sont considérés négligeables);
- v) la valeur maximale de la pression hydraulique est égale à la tête d'eau.

Dans ces conditions, on pourrait démontrer que la pression hydraulique moyenne (u) sur les faces porteuses répond à l'équation suivante:

$$u = h\gamma_w / 6 \quad (101)$$

alors que la pression hydraulique maximale (u_m) a pour expression :

$$u_m = h\gamma_w / 2 \quad (102)$$

où h est la hauteur du tétraèdre et γ_w est le poids volumique de l'eau. Cette hauteur h s'obtient de la différence entre la coordonnée z du sommet D et celle du sommet du tétraèdre le plus élevé parmi les sommets A, B et C.

Bien que l'utilisation de la pression hydraulique moyenne dans l'établissement du facteur de sécurité soit la pratique la plus fréquente, la considération de la pression hydraulique maximale peut se justifier dans certains cas.

B) L'effet des pressions hydrauliques sur la stabilité

La définition de l'angle de frottement modifié - Le présent document suggère de prendre en considération l'effet de la pression hydraulique sur la stabilité des tétraèdres par une modification à l'angle de résistance au cisaillement mobilisable introduit dans l'équation du calcul du facteur de sécurité contre le glissement. L'obtention de cette modification fait intervenir la contrainte normale effective sur les faces porteuses du tétraèdre.

L'expression de la contrainte normale effective est :

$$\sigma_e = \sigma - u \quad (103)$$

où σ_e est la contrainte normale effective, σ , la contrainte normale totale et u , la pression hydraulique, mesurée in situ ou calculée en utilisant soit l'équation 101 ou soit l'équation 102.

La figure 77 présente, dans l'espace de Mohr, une courbe-enveloppe non linéaire définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long d'un plan structural en fonction de la contrainte normale totale. Cette figure montre comment l'angle de frottement modifié, ϕ_m , est déterminé. S'il n'y avait pas de pression hydraulique, l'angle de résistance au cisaillement mobilisable serait défini par l'angle équivalent, ϕ_e , obtenu comme déjà montré à la figure 73 de la section 6.4.1. Toutefois, en présence d'une pression hydraulique, la résistance au cisaillement mobilisable est τ_e définie par la contrainte normale effective. Pour que cette résistance au cisaillement mobilisable demeure la même pour la contrainte normale totale, il faut considérer que cette résistance est définie par une droite passant par l'origine du diagramme et par le point σ, τ_e . C'est la pente de cette droite qui est appelée angle de frottement modifié. La correction à apporter, $\Delta\phi_h$, pour tenir compte de la pression hydraulique sur un plan de glissement, a donc pour expression :

$$\Delta\phi_h = \phi - \phi_m \quad (104)$$

où ϕ est l'angle de résistance au cisaillement mobilisable.

Si la courbe enveloppe de résistance au cisaillement mobilisable exprimée en terme de la contrainte normale totale est une droite de pente ϕ , l'angle de frottement modifié a pour expression :

$$\varphi_m = \arctan\left(\frac{\sigma_e}{\sigma} \tan \varphi\right) \quad (105)$$

Advenant qu'un angle de frottement équivalent soit déjà déterminé à partir d'une courbe enveloppe de résistance au cisaillement mobilisable en terme de la contrainte normale totale, l'angle de frottement modifié s'écrit :

$$\varphi_m = \arctan\left(\frac{\sigma_e}{\sigma} \tan \varphi_e\right) \quad (106)$$

Les équations 105 et 106 découlent de la construction graphique illustrée à la figure 77.

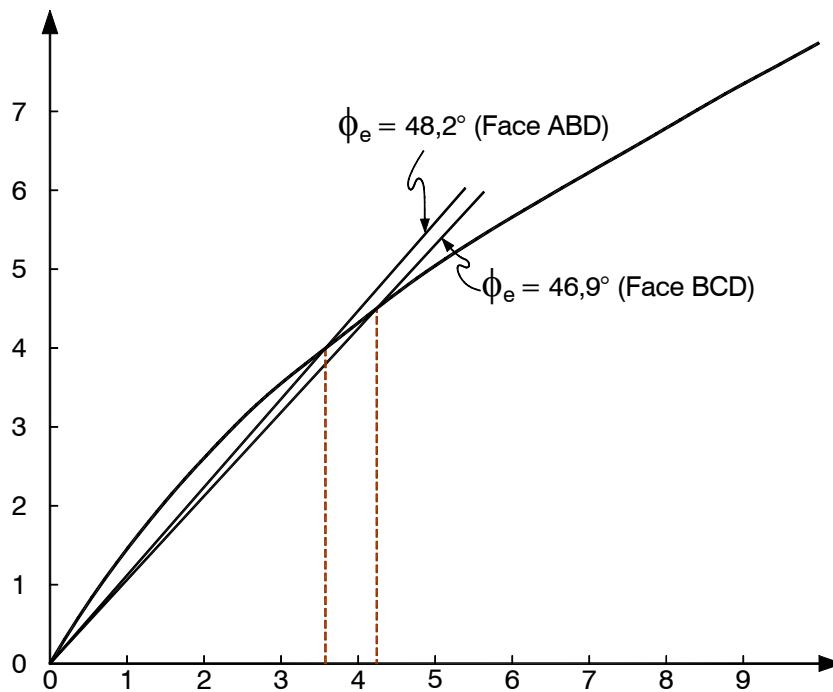


Figure 77 – Courbe enveloppe non linéaire présentée dans l'espace de Mohr définissant la résistance au cisaillement mobilisable le long des faces porteuses en fonction de la contrainte normale totale montrant la définition de l'angle de frottement modifié.

Les excavations à découvert – Seuls les cas dont le mode d’instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l’excavation peuvent être traités à l’aide de la notion de l’angle de frottement modifié. Il suffit, dans ces cas, d’introduire dans l’équation 51 du calcul du facteur de sécurité contre le glissement, les valeurs des angles de frottement modifiés pour chacun des plans obtenus des équations 105 ou 106. Les contraintes normales totales requises par ces équations s’obtiennent de la façon décrite à la section 6.4.4. Les contraintes normales effectives se déduisent de l’équation 103, les pressions hydrauliques étant calculées à l’aide des équations 101 ou 102 ou simplement mesurées.

Les cas dont le mode d’instabilité potentielle est le glissement sur un plan, les pressions hydrauliques sur l’autre plan structural donnent lieu à une force hydrostatique qui doit être prise en ligne de compte lors du calcul du facteur de sécurité. La section 6.5.3 suggère une façon de considérer cette force.

Si le concepteur a des raisons de croire que l’instabilité potentielle peut être progressive, les angles de frottement modifiés doivent être calculés à partir de l’angle de frottement résiduel (voir la figure 23 de la section 4.1.2).

Exemple 6.5.2A – Cet exemple reprend le cas de l’exemple 6.4.4A dans lequel le facteur de sécurité contre le glissement d’un tétraèdre découpé à proximité d’un talus a été calculé en considérant que la courbe enveloppe de résistance mobilisable est non linéaire (voir la figure 76). Le mode d’instabilité potentielle de ce tétraèdre est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l’excavation et le facteur de sécurité calculé alors est 1,84. Dans le présent exemple, on demande ce qu’il advient du facteur de sécurité si les conditions font qu’à un certain moment la nappe phréatique se confond avec le profil du talus.

Les données suivantes, requises pour tenir compte de l’effet des pressions hydrauliques dans les calculs, sont empruntées à l’exemple 6.4.4A.

- Contrainte normale totale sur la face porteuse ABD : $3,49 \text{ lb/po}^2$
- Contrainte normale totale sur la face porteuse BCD : $4,09 \text{ lb/po}^2$
- Coordonnées z_d du sommet D : 91,7 pi
- Coordonnées z_b du sommet B (le sommet le plus élevé) : 123 pi
- Angle de frottement équivalent pour la face porteuse ABD : $48,2^\circ$
- Angle de frottement équivalent pour la face porteuse BCD : $46,9^\circ$

La hauteur h du tétraèdre s'obtient de la différence entre les coordonnées z du sommet D et du sommet B (voir la figure 74), soit z_d et z_b :

$$h = 123 - 91,7 = 31,3 \text{ pi}$$

L'équation 101 donne, en considérant que le poids volumique de l'eau est $62,4 \text{ lb/pi}^3$:

$$u = \frac{31,3 \times 62,4}{6 \times 144} = 2,26 \text{ lb / po}^2$$

L'angle de frottement modifié pour la face porteuse ABD s'obtient de l'équation 106 :

$$\varphi_m = \arctan\left(\frac{3,49 - 2,26}{3,49} \tan 48,2^\circ\right) = 21,5^\circ$$

De même, pour la face porteuse BCD, on trouve :

$$\varphi_m = \arctan\left(\frac{4,09 - 2,26}{4,09} \tan 46,9^\circ\right) = 25,6^\circ$$

Le facteur de sécurité contre le glissement devient, d'après l'équation 51 :

$$FSG = \frac{\sin 158^\circ \tan 28,9^\circ + \sin 38^\circ \tan 25,9^\circ}{\sin 120^\circ \tan 34^\circ} = 1,46$$

Les excavations souterraines – Pour traiter les cas dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation uniquement à l'aide de la notion de l'angle de frottement modifié, il faut postuler que les effets des pressions hydrauliques sur le troisième plan structural sont négligeables, ce qui n'est pas toujours le cas. Cependant, si cette hypothèse est jugée acceptable, il suffit alors de calculer, à l'aide des équations 105 ou 106, les angles de frottement modifiés pour chacun des plans de glissement et de calculer le facteur de sécurité contre le glissement à l'aide de l'équation 51. Les contraintes normales totales requises par ces équations s'obtiennent de la façon décrite à la section 6.4.4. Les contraintes normales effectives se déduisent de l'équation 103, les pressions hydrauliques devant être mesurées.

Les cas dont le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan, les pressions hydrauliques sur les deux autres plans structuraux donnent lieu à des forces hydrostatiques rarement négligeables lors du calcul du facteur de sécurité.

Si le concepteur a des raisons de croire que l'instabilité potentielle peut être progressive, les angles de frottement modifiés doivent être calculés à partir de l'angle de frottement résiduel (voir la figure 23 de la section 4.1.2).

6.5.3. Les forces hydrostatiques

A) Les excavations à découvert

Dans les cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation, il se développe, en plus des pressions hydrauliques le long du plan de glissement (une première face porteuse du tétraèdre), une force hydrostatique sur le tétraèdre le long de l'autre plan structural (la deuxième face porteuse). Cette force hydrostatique est déstabilisatrice. Dans les conditions de la formulation de l'équation 101, la force hydrostatique (f_h) a pour expression, si la face porteuse est ABD :

$$f_h = uS_{ABD} \quad (107)$$

et si la face porteuse est BCD, son expression est :

$$f_h = uS_{BCD} \quad (108)$$

où S_{ABD} et S_{BCD} sont les aires des faces ABD et BCD définies par les équations 95 et 94 respectivement. La pression hydraulique u apparaissant dans ces équations est donnée par l'équation 101 ou 102 ou encore résulte de mesures in situ.

Cette force résultante agit perpendiculairement à la face du tétraèdre, au centroïde de cette dernière. Tenir compte le plus exactement possible de ces faits a pour conséquence de compliquer énormément la définition d'une correction à apporter à l'angle de résistance modifié mobilisable sur le plan de glissement. On pourrait cependant démontrer que l'orientation la plus défavorable que peut avoir cette force déstabilisatrice est telle, qu'elle conduit à la définition de la correction suivante :

$$\Delta\phi_f = \arcsin\left(\frac{f_h}{W}\right) \quad (109)$$

où W est le poids propre du tétraèdre. Pour prendre en ligne de compte l'effet de la force hydrostatique lors du calcul du facteur de sécurité dans le cas où le mode

d'instabilité potentielle est glissement sur un plan, il suffit de réduire l'angle de frottement modifié de la quantité définie par l'équation 109.

Exemple 6.5.3A – L'exemple 5.3.2B réfère au cas d'un tétraèdre découpé par deux failles qui se rencontrent à proximité d'un talus vertical. Il a été établi que le mode d'instabilité potentielle qui caractérise ce tétraèdre est le glissement sur le plan de faille PS1 (voir le calque de la figure 45) et que le facteur de sécurité contre le glissement calculé en l'absence de pressions hydrauliques et de forces hydrostatiques est 1,19. L'angle de résistance au cisaillement mobilisable sur le plan de glissement considéré dans ce calcul est 45°. On vous demande de prédire ce que devient le facteur de sécurité lorsque la nappe phréatique se confond avec le profil du talus, si le poids volumique de la roche du massif rocheux est 180 lb/pi³. Le tableau 6.5.3A présente les paramètres d'orientation des plans constituant le tétraèdre de même que les coordonnées d'un point appartenant à chacun de ces derniers. Les coordonnées ont été mesurées dans le plan de la surface du socle rocheux.

Tableau 6.5.3A – Paramètres d'orientation et coordonnées de points appartenant aux plans des discontinuités mesurées dans le plan de la surface du socle rocheux de l'exemple 6.5.3A

Élément structural	Paramètres d'orientations		Coordonnées d'un point appartenant à l'élément, pi		
	D	P	x	y	z
Socle	10°	20°	24,2	32,7	72,1
Talus	50°	90°	18,3	10,9	72,8
PS1	80°	40°	24,2	32,7	72,1
PS2	170°	70°	10,5	36,8	77,3

Dans le présent exemple, il faut prendre en ligne de compte l'effet des pressions hydrauliques sur la face porteuse identifiée comme le plan de glissement lors de l'analyse de stabilité (PS1) et l'effet de la force hydrostatique agissant sur l'autre face porteuse du tétraèdre (PS2). Pour ce faire, il faut connaître le poids propre du tétraèdre ainsi que l'aire de ses faces porteuses. Les cheminements à suivre pour en arriver à connaître ces caractéristiques du tétraèdre ont été décrits antérieurement aux sections 6.3 et 6.4. Il faut débiter les calculs par la détermination des cosinus directeurs des plans le formant en utilisant les équations 72 à 74. Ainsi, pour le plan de la surface du socle rocheux, ces équations donnent :

$$\cos \alpha = \cos 10^\circ \sin 20^\circ = 0,3368$$

$$\cos \beta = -\sin 10^\circ \sin 20^\circ = -0,0594$$

$$\cos \gamma = \cos 20^\circ = 0,9397$$

Ces résultats sont reportés au tableau 6.4.5B. Ce tableau présente aussi les cosinus directeurs des autres plans, cosinus directeurs qui s'obtiennent de la même façon.

Tableau 6.5.3B – Cosinus directeurs et coefficients k des plans formant le tétraèdre de l'exemple 6.5.3A

Élément structural	Cosinus directeurs			Coefficient k
	$\cos\alpha$	$\cos\beta$	$\cos\gamma$	
Socle	0,3368	-0,0594	0,9397	73,9606
Talus	0,6428	-0,7660	0,0000	3,4138
PS1	0,1116	-0,6330	0,7660	37,2302
PS2	-0,9254	-0,1632	0,3420	10,7141

L'équation 75, les cosinus directeurs du tableau 6.5.3B ainsi que les coordonnées des points appartenant à chacun des plans (tableau 6.5.3A) conduisent à la détermination des coefficients k de l'équation de chaque plan. Pour fins d'illustration considérons le plan de la surface du socle rocheux. On a :

$$k = 24,2 \times 0,3368 - 32,7 \times 0,0594 + 72,1 \times 0,9397 = 73,9606$$

Les valeurs des coefficients k ont été ajoutées au tableau 6.5.3B.

L'étape subséquente consiste à déterminer les coordonnées des sommets du tétraèdre. Le processus consiste, pour un sommet donné, à considérer les équations des trois plans qui donnent lieu à ce sommet et de résoudre ces équations simultanément. Les quatre systèmes d'équations et les sommets correspondant sont présentés au tableau 6.5.3C. La convention déjà établie qui fait que les sommets A, C et D sont situés dans le plan du talus alors que le sommet B est situé sur le plan de la surface du socle rocheux est utilisée encore ici. Pour illustrer le processus d'obtention de ces coordonnées, considérons le sommet A, point de rencontre du plan de la surface du socle rocheux, du plan du talus et du plan structural PS1. Utilisant les cosinus directeurs et les coefficients k du tableau 6.5.3B, on peut écrire :

$$0,3368x - 0,0594y + 0,9397z = 73,9606$$

$$0,6428x - 0,7660y = 3,4138$$

$$0,1116x - 0,6330y + 0,7660z = 37,2302$$

La solution du système précédent donne $x = 39,3$ pi, $y = 28,5$ pi et $z = 66,4$ pi. Ces résultats, de même que ceux déduits des trois autres systèmes d'équations, sont présentés au tableau 6.5.3C.

Le plan de glissement a été identifié comme étant le plan structural PS1. Les sommets du tétraèdre qui délimitent cette face porteuse, sur laquelle les pressions hydrauliques se font sentir, sont A, B et D. Pour connaître l'aire de la face ABD du tétraèdre, il faut faire intervenir les coordonnées des sommets A, B et D du tableau 6.5.3C et l'équation 95. Le calque de la figure 45 donne $\nu = 72^\circ$ (angle entre les

droites d'intersection PS1-Socle et PS1-PS2). Il ne faut pas confondre les pôles des droites d'intersection des plans structuraux pris deux à deux et apparaissant sur

Tableau 6.5.3C – Définition des quatre systèmes d'équations linéaires et coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.5.3A

Sommet	Éléments structuraux se rencontrant	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	Socle-PS1-Talus	39,3	28,5	66,4
B	PS1-PS2-Socle	10,5	36,5	77,2
C	Socle-PS2-Talus	14,4	7,7	74,0
D	PS1-PS2-Talus	6,1	0,7	48,3

le calque de la figure 45 avec les sommets du tétraèdre. L'équation 95 donne $S_{ABD} = 698,5 \text{ pi}^2$.

Les pressions hydrauliques agissant sur l'autre face porteuse du tétraèdre qui n'est pas un plan de glissement génèrent une force hydrostatique. Les sommets du tétraèdre qui délimitent cette face sont B, C et D. Les coordonnées de ces sommets sont disponibles au tableau 6.5.3C. L'équation 95 et le calque de la figure 45 ($\mu = 38^\circ$) donnent $S_{BCD} = 416,0 \text{ pi}^2$.

Combinant les coordonnées des sommets du tétraèdre présentées au tableau 6.5.3C à l'équation 93, on trouve $3755,6 \text{ pi}^3$ comme volume du tétraèdre. Substituant ce volume de même que le poids volumique de la roche dans l'équation 92, on en arrive à un poids propre de 319,2 tonnes impériales.

Pour établir la hauteur du tétraèdre, requise pour le calcul des pressions hydrauliques, il faut identifier le sommet du tétraèdre de plus haute élévation. D'après les données du tableau 6.5.3C, c'est le sommet B qui possède cette caractéristique ($z = 77,2 \text{ pi}$). La hauteur du tétraèdre est donc :

$$h = 77,2 - 48,3 = 28,9 \text{ pi}$$

Nous avons à ce stade-ci toutes les données pour procéder au calcul des effets de l'eau sur le facteur de sécurité contre le glissement. La pression hydraulique est donnée par l'équation 101 :

$$u = \frac{28,9 \times 62,4}{6 \times 144} = 2,09 \text{ lb/po}^2$$

La contrainte normale totale agissant sur le plan PS1 s'obtient des équations 96 et 97 dans lesquelles l'angle ρ se mesure sur le calque de la figure 45. On a :

$$\sigma = \frac{319,2 \times 2000 \cos 40^\circ}{698,5 \times 144} = 4,86 \text{ lb/po}^2$$

L'angle de frottement modifié, qui tient compte de la pression hydraulique sur le plan de glissement (plan PS1), s'obtient de l'équation 105 :

$$\varphi_m = \arctan\left(\frac{4,86 - 2,09}{4,86} \tan 45^\circ\right) = 29,7^\circ$$

La force hydrostatique qui se développe éventuellement sur l'autre face porteuse du tétraèdre (plan PS2), face qui ne constitue pas un plan de glissement, découle de l'équation 107 :

$$f_h = \frac{2,09 \times 144 \times 416,0}{2000} = 62,6 \text{ tonnes impériales}$$

L'équation 109 permet de calculer la correction à apporter à l'angle de frottement modifié pour tenir compte de la force hydrostatique :

$$\Delta\varphi_f = \arcsin\left(\frac{62,6}{319,2}\right) = 11,3^\circ$$

Le facteur de sécurité contre le glissement, calculé à l'aide de l'équation 35, devient, lorsque la nappe phréatique se confond avec le profil du talus :

$$FSG = \frac{\tan(29,7^\circ - 11,3^\circ)}{\tan 40^\circ} = 0,40$$

Dans les conditions de l'exemple, le tétraèdre est instable.

B) Les excavations souterraines

Dans les cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation souterraine, il se développe, en plus des pressions hydrauliques le long du plan de glissement, des forces hydrostatiques sur le tétraèdre suivant les deux autres plans structuraux. On ne peut négliger, a priori, ces forces hydrostatiques car elles sont déstabilisatrices. Bien que l'effet des pressions hydrauliques sur le plan de glissement peut être pris en ligne de compte à l'aide de l'angle de frottement modifié, la considération des forces hydrostatiques sur les autres faces du tétraèdre constituées par des plans structuraux ne peut être simplifiée comme elle l'est dans le cas des excavations à découvert.

6.6. Le calcul des ancrages

6.6.1. Mise en situation

Si, à la suite de l'analyse de stabilité, il s'avère que le facteur de sécurité contre le glissement calculé est jugé insuffisant, il est possible, en ancrant le tétraèdre à l'aide de câbles ou de tiges insérés dans des trous de forage, d'amener ce facteur à la valeur désirée. La présente section porte sur le dimensionnement de tels ancrages et traite sommairement de leur implantation.

Seuls les câbles et les tiges ancrés ponctuellement (ou quasi-ponctuellement) et tensionnés sont considérés dans la suite du document, que l'ancrage se fasse en utilisant un mécanisme préfabriqué ou qu'il soit réalisé par scellement d'un segment de la tige ou du câble à l'extrémité fond de trou du forage. Dans tous les cas, le point ou le segment d'ancrage se situe évidemment derrière le plan structural déterminant qui peut être un plan de glissement ou non. Il est supposé que le tétraèdre à stabiliser implique le nombre minimal de plans structuraux et qu'il est possible d'atteindre le facteur de sécurité recherché en utilisant un seul ancrage.

Le dimensionnement d'un tel soutènement consiste en les points suivants :

- i) la détermination du facteur de sécurité recherché;
- ii) le calcul de la tension à maintenir dans le câble ou la tige;
- iii) le calcul de la tension minimale à atteindre dans le câble ou la tige lors de la mise en tension;
- iv) la détermination du calibre du câble ou de la tige;
- v) la détermination de la position et de l'orientation du trou de forage d'implantation;
- vi) la détermination des caractéristiques du mécanisme d'ancrage ou du segment de trou de forage injecté;
- vii) la détermination de la longueur du trou de forage d'implantation.

La détermination du facteur de sécurité recherché découle principalement du jugement de l'ingénieur concepteur qui doit considérer la qualité des données propres au problème analysé et l'impact des conséquences d'une instabilité, tout en tenant compte de la nature de l'ouvrage en cause. Puisqu'il n'est pas dans les

objectifs du présent document de s'étendre sur ce sujet, il est admis dans la suite que la valeur du facteur de sécurité recherché est connue.

Quant aux autres points du dimensionnement, ils dépendent principalement du mode d'instabilité potentielle du tétraèdre considéré. La suite de la section 6.6 est structurée en conséquence.

6.6.2. Le calcul des tensions

A) Le glissement sur un plan préalable à une chute dans l'excavation

La figure 78 est une section verticale contenant la ligne de pendage du plan de glissement d'un tétraèdre de poids propre W découpé à la paroi d'une excavation. Cette figure montre aussi une force f passant par le centre de gravité du tétraèdre et dirigée vers le plan de glissement faisant un angle ω avec l'horizontale (le signe de cet angle suit la convention des plongées des axes des trous de forage). Il serait facile de démontrer que la résultante des forces normales au plan de glissement est :

$$\Sigma F_n = W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega) \quad (110)$$

et que la résultante des forces parallèles à ce plan est :

$$\Sigma F_t = W \sin \theta - f \cos(\theta + \omega) \quad (111)$$

Dans les équations 110 et 111, θ est le pendage du plan de glissement. Considérant la définition générale déjà posée pour le facteur de sécurité contre le glissement (équation 33, section 5.2.2), on peut écrire :

$$FSG_r = \frac{W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)}{W \sin \theta - f \cos(\theta + \omega)} \tan \varphi \quad (112)$$

où FSG_r est le facteur de sécurité recherché. Il faut évidemment que :

$$FSG_r \geq FSG \quad (113)$$

où FSG est le facteur de sécurité contre le glissement calculé avant l'implantation de l'ancrage.

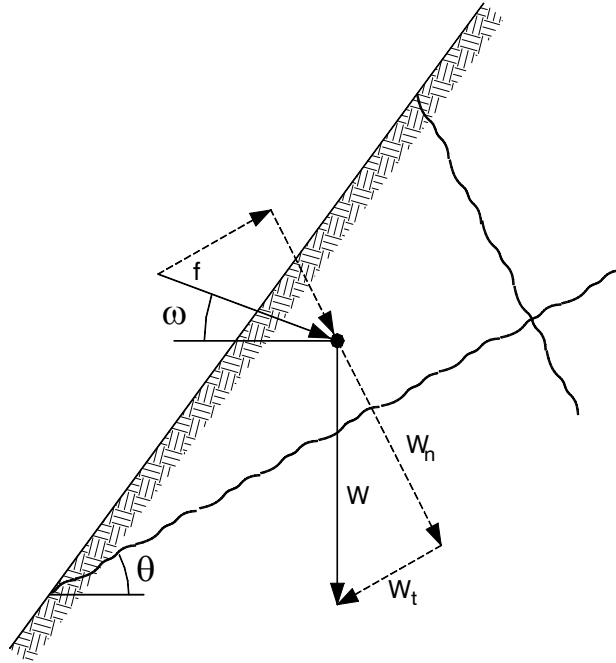


Figure 78 - Section verticale contenant la ligne de pendage du plan de glissement d'un tétraèdre de poids propre W découpé à la paroi d'une excavation au centre de gravité duquel agit une force f dirigée vers le plan de glissement.

Par analogie avec l'équation 35 de la section 5.2.2, posons que :

$$FSG_r = \frac{\tan(\varphi + \Delta\varphi_a)}{\tan \theta} \quad (114)$$

en acceptant que l'accroissement $\Delta\varphi_a$ de l'angle de résistance au cisaillement mobilisable résulte de l'effet de la force stabilisatrice f induite par l'ancrage tensionné. L'équation 114 donne :

$$\Delta\varphi_a = \arctan(FSG_r \tan \theta) - \varphi \quad (115)$$

En combinant les équations 112 et 114, on trouve, après réarrangement que :

$$f = \frac{W \sin \Delta\varphi_a}{\cos(\Delta\varphi_a + \omega)} \quad (116)$$

Donc, l'ingénieur ayant établi la grandeur du facteur de sécurité recherché, déduit de l'équation 115 la grandeur de $\Delta\varphi_a$ requise pour atteindre la valeur de ce facteur de sécurité. Puis à l'aide de l'équation 116, il calcule la tension à maintenir dans l'ancrage en fonction de la plongée ω du trou de forage d'implantation. Il faut remarquer que la valeur minimale de la tension à maintenir dans l'ancrage s'obtient, d'après l'équation 116, quand :

$$\omega = -\Delta\varphi_a \quad (117)$$

Rappelons que la convention relative aux plongées fait qu'un axe de trou de forage peut avoir une plongée négative lorsqu'incliné vers le haut à partir de la tête en allant vers le fond de trou.

La plongée du trou de forage d'implantation de l'ancrage a donc un impact sur les tensions. Pour diverses raisons, il n'est pas toujours possible d'opter pour la plongée permettant les tensions minimales. Cet aspect de la conception des ancrages est discuté à la section 6.6.3B.

Lors de la mise en tension de la tige ou du câble, il faut prévoir atteindre une tension initiale f_i supérieure à la tension à maintenir f afin de compenser pour les éventuelles pertes toujours présentes suite à la mise en service de l'ancrage. Cette tension initiale doit répondre à l'équation suivante :

$$f_i \geq K_t f \quad (118)$$

où f est donnée par l'équation 117 et K_t est une constante supérieure à l'unité dont la valeur est fixée par l'ingénieur qui est responsable de la conception. Les auteurs du présent document proposent une valeur minimale de 1,20 pour cette constante qui est appelée facteur de mise en tension dans la suite.

Exemple 6.6.2A – L'analyse de stabilité présentée à l'exemple 5.3.2A (voir le calque de la figure 41) a permis de conclure que le mode d'instabilité potentielle du tétraèdre formé par deux failles qui se rencontrent à proximité d'un talus que l'on projette de découper est le glissement sur un plan. Le facteur de sécurité contre le glissement calculé alors est 0,88. L'ingénieur responsable de ce projet désire porter ce facteur de sécurité à 1,20 à l'aide de soutènement. On vous demande de calculer la tension initiale que devrait atteindre un ancrage tout en amenant le facteur de sécurité contre le glissement à la valeur recherchée si le poids du tétraèdre est 27 tonnes impériales et si on prévoit que la plongée du

forage d'implantation sera 10° . Rappelons que le pendage du plan de glissement identifié lors de l'analyse de stabilité est 28° et que l'angle de résistance au cisaillement mobilisable utilisé pour le calcul du facteur de sécurité est 25° . Le facteur de mise en tension prévu est 1,20.

Il faut d'abord calculer l'accroissement $\Delta\phi_a$ que doit générer l'ancrage pour amener le facteur de sécurité à 1,20. L'équation 115 donne :

$$\Delta\phi_a = \arctan(1,20 \tan 28^\circ) - \phi = 7,54^\circ$$

La tension que l'ancrage doit maintenir s'obtient de l'équation 116, soit :

$$f = \frac{27 \sin 7,54^\circ}{\cos (7,54^\circ + 10^\circ)} = 3,72 \text{ tonnes impériales}$$

Lors de la mise en tension de la tige ou du câble d'ancrage, la tension qu'il faut atteindre est (équation 118) :

$$f_i \geq 1,20 \times 3,72 \geq 4,47 \text{ tonnes impériales}$$

La tige ou le câble, de même que le mécanisme d'ancrage ou le scellement, doivent être en mesure de reprendre la tension initiale à un facteur de sécurité près.

B) Le glissement sur deux plans préalable à une chute dans l'excavation

Les angles de résistance au cisaillement mobilisable sont les mêmes – La figure 79a est une section verticale contenant la droite d'intersection des plans de glissement A et B sur laquelle on montre la force W représentant le poids propre du tétraèdre ainsi qu'une force f, stabilisatrice, passant par le centre de gravité du tétraèdre et faisant un angle ω avec l'horizontale. La figure 79b est une section perpendiculaire à la droite d'intersection des plans de glissement A et B; par convention, le plan de glissement A est celui qui montre le plus faible pendage (cette convention a été définie à la section 5.2.3). On peut écrire les conditions d'équilibre suivantes pour le référentiel xy :

$$\sum F_x = R_B \sin \alpha - R_A \sin \beta = 0 \quad (119)$$

$$\sum F_y = R_B \cos \alpha + R_A \cos \beta - W \cos \theta - f \sin(\theta + \omega) = 0 \quad (120)$$

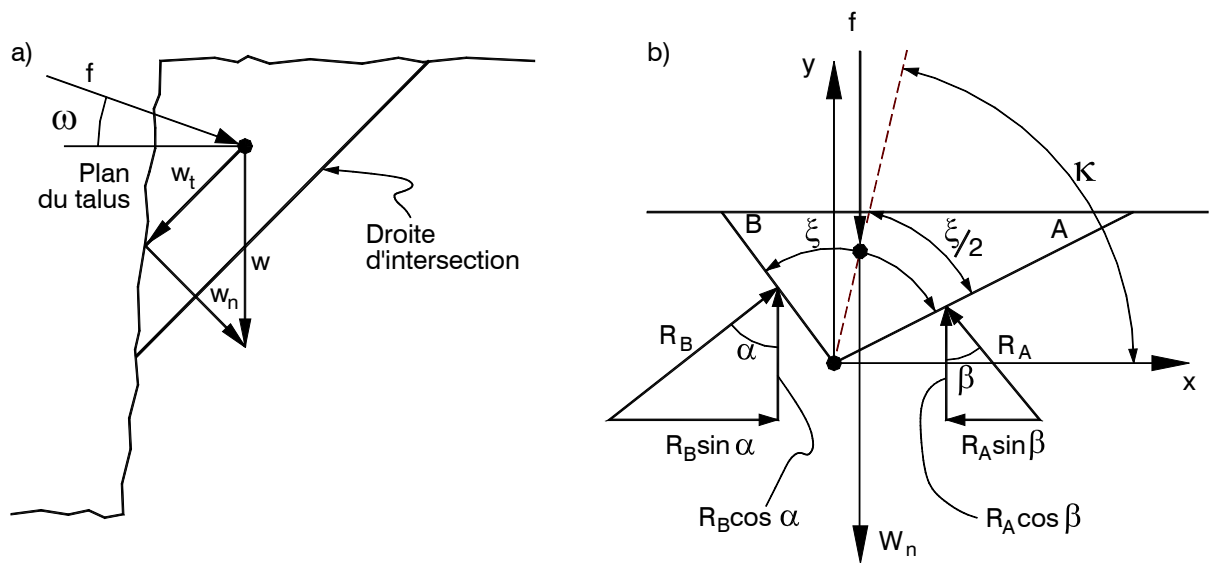


Figure 79 – (a) : Section verticale contenant la droite d'intersection de deux plans de glissement (A et B) d'un tétraèdre de poids propre W découpé à la paroi d'une excavation au centre de gravité duquel agit une force f dirigée vers la droite d'intersection. (b) : Section normale à la droite d'intersection des deux plans de glissement, l'observateur faisant face à la paroi de l'excavation.

Quant aux forces tangentielles (parallèles à la droite d'intersection), elles donnent :

$$\sum F_t = W \sin \theta - f \cos(\theta + \omega) \quad (121)$$

Les équations 119 et 120 conduisent à :

$$R_A + R_B = \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)](\sin \alpha + \sin \beta)}{\sin \beta \cos \alpha + \cos \beta \sin \alpha} \quad (122)$$

et profitant des relations trigonométriques que donne la figure 79b, on peut écrire :

$$R_A + R_B = \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin \kappa}{\sin(\xi/2)} \quad (123)$$

Considérant la définition générale déjà posée pour le facteur de sécurité contre le glissement (équation 33, section 5.2.2) ainsi que les équations 121 et 123, on a :

$$FSG_r = \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin \kappa}{[W \sin \theta - f \sin(\theta + \omega)] \sin(\xi/2)} \tan \varphi \quad (124)$$

et si on pose :

$$B = \frac{\sin \kappa}{\sin(\xi/2)} \quad (125)$$

on peut réécrire l'équation 124 comme suit :

$$\frac{FSG_r}{B} = \frac{W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)}{W \sin \theta - f \sin(\theta + \omega)} \tan \varphi \quad (126)$$

Le paramètre B est une constante pour un tétraèdre donné.

L'équation 50 de la section 5.2.2, qui s'applique dans les cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute lorsque les angles de résistance au cisaillement mobilisable sont les mêmes pour les deux plans, a pour expression :

$$FSG = \frac{\sin \kappa \tan \varphi}{\sin(\xi/2) \tan \theta} \quad (127)$$

qui peut s'écrire aussi sous la forme suivante :

$$\frac{FSG}{B} = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (128)$$

Similairement aux cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan, on peut écrire :

$$\frac{FSG_r}{B} = \frac{\tan(\varphi + \Delta\varphi_a)}{\tan \theta} \quad (129)$$

en acceptant que l'accroissement $\Delta\varphi_a$ de l'angle de résistance au cisaillement mobilisable résulte de la force stabilisatrice f et que :

$$FSG_r \geq FSG \quad (130)$$

L'équation 129 donne :

$$\Delta\varphi_a = \arctan\left(\frac{FSG_r}{B} \tan \theta\right) - \varphi \quad (131)$$

En combinant les équations 126 et 129, on trouve, après réarrangement que la force stabilisatrice f induite par l'ancrage tensionné a pour expression :

$$f = \frac{W \sin \Delta\varphi_a}{\cos(\Delta\varphi_a + \omega)} \quad (132)$$

où $\Delta\varphi_a$ s'obtient de l'équation 131.

Donc, l'ingénieur ayant établi la grandeur du facteur de sécurité recherché, déduit du calque de l'analyse de stabilité la grandeur des angles κ et ξ , et calcule la grandeur de l'accroissement $\Delta\varphi_a$ nécessaire à l'aide de l'équation 131. Il peut alors calculer la tension f à maintenir dans l'ancrage en fonction de la plongée ω du forage d'implantation en utilisant l'équation 132. Il faut noter encore ici que la valeur minimale de la tension à maintenir dans l'ancrage s'obtient, d'après l'équation 132, quand :

$$\omega = -\Delta\varphi_a \quad (133)$$

Cependant, il n'est pas toujours possible d'opter pour la plongée permettant les tensions minimales. Cet aspect de la conception des ancrages est repris à la section 6.6.3B.

Lors de la mise en tension de la tige ou du câble, il faut, comme dans le cas précédent, prévoir atteindre une tension initiale f_i définie par :

$$f_i \geq K_t f \quad (134)$$

Afin de compenser pour les éventuelles pertes toujours présentes suite à la mise en service de l'ancrage. La tension à maintenir f apparaissant dans l'équation 134 s'obtient de l'équation 132, la valeur de K_t étant supérieure à l'unité et fixée par le responsable du projet.

Exemple 6.6.2B – L'exemple 5.3.2C réfère à deux failles qui se rencontrent à proximité d'un talus et qui forment un tétraèdre avec le plan du talus et celui du socle rocheux. L'analyse de stabilité (voir le calque de la figure 46) a permis de conclure que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute dans l'excavation. Le facteur de sécurité contre le glissement calculé alors est 0,79. Il a été établi, lors du calcul de ce facteur de sécurité, que la plongée de la droite d'intersection des deux plans de glissement est 34° , que les angles κ et ξ ont 98° et 120° comme valeur respective et que l'angle de résistance au cisaillement mobilisable le long des deux plans de glissement est 25° . On vous demande de calculer la tension minimale que devrait permettre d'atteindre un câble d'ancrage si le facteur de sécurité recherché est 1,25. Le poids du tétraèdre est 33 tonnes. Considérez un facteur de mise en tension de 1,20.

L'équation 128 donne comme valeur du paramètre B :

$$B = \frac{\sin 98^\circ}{\sin 60^\circ} = 1,1435$$

L'accroissement de l'angle de résistance au cisaillement requis pour porter le facteur de sécurité à 1,25 s'obtient de l'équation 131 :

$$\Delta\phi_a = \arctan\left(\frac{1,25}{1,1435} \tan 34^\circ\right) - 25^\circ = 11,40^\circ$$

La force stabilisatrice minimale ($\omega = -\Delta\phi_a$) est donnée par l'équation 132 :

$$f = \frac{33 \sin 11,40^\circ}{\cos(11,40^\circ - 11,40^\circ)} = 6,52 \text{ tonnes impériales}$$

Selon l'équation 134, lors de la mise en tension, il faut atteindre au moins :

$$f_i \geq 6,52 \times 1,20 \geq 7,82 \text{ tonnes impériales}$$

Les angles de résistance au cisaillement mobilisable sont différents – Les hypothèses énoncées aux sections 6.6.2A et 6.6.2B s'appliquent aussi à la présente section. Les équations 119, 120 et 121 sont toujours valables, de même que la figure 79b. Ces dernières donnent :

$$R_A = \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin \alpha}{\sin \alpha \cos \beta + \sin \beta \cos \alpha} \quad (135)$$

$$R_B = \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin \beta}{\sin \alpha \cos \beta + \sin \alpha \cos \beta} \quad (136)$$

Profitant des relations trigonométriques de la figure 79b, les équations 135 et 136 deviennent :

$$R_A = \frac{[W \cos \theta + f(\theta + \omega)] \sin(\kappa + \xi / 2)}{\sin \xi} \quad (137)$$

$$R_A = \frac{[W \cos \theta + f(\theta + \omega)] \sin(\kappa - \xi / 2)}{\sin \xi} \quad (138)$$

L'équation 33 de la section 5.2.2, qui pose la définition générale du facteur de sécurité contre le glissement, combinée aux équations 121, 137 et 138, permet d'écrire :

$$\begin{aligned} FSG_r = & \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin(\kappa + \xi / 2) \tan \varphi_A}{[W \sin \theta - f \cos(\theta + \omega)] \sin \xi} \\ & + \frac{[W \cos \theta + f \sin(\theta + \omega)] \sin(\kappa - \xi / 2) \tan \varphi_B}{[W \sin \theta - f \cos(\theta + \omega)] \sin \xi} \end{aligned} \quad (139)$$

L'équation précédente peut être comparée à l'équation 51 de la section 5.2.2 qui sert à calculer le facteur de sécurité quand le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute et que les angles de résistance au cisaillement mobilisable sur les faces porteuses diffèrent. Cette dernière s'écrit :

$$FSG = \frac{\sin(\kappa + \xi / 2) \tan \varphi_A + \sin(\kappa - \xi / 2) \tan \varphi_B}{\sin \xi \tan \theta} \quad (140)$$

La comparaison des équations 139 et 140 mène à :

$$FSG_r = \frac{\sin(\kappa + \xi/2)\tan(\varphi_A + \Delta\varphi_A) + \sin(\kappa - \xi/2)\tan(\varphi_B + \Delta\varphi_B)}{\sin \xi \tan \theta} \quad (141)$$

où $\Delta\varphi_A$ et $\Delta\varphi_B$ sont respectivement les accroissements des angles de résistance au cisaillement φ_A et φ_B résultant de la force stabilisatrice f générée par la tige ou le câble d'ancrage. Dans ce cas-ci, il n'y a pas de façon simple de lier les accroissements $\Delta\varphi_A$ et $\Delta\varphi_B$ à la force stabilisatrice. La méthodologie proposée est approximative et comporte les étapes suivantes en débutant avec l'équation 140 que l'on réécrit comme suit :

$$FSG = FSGA + FSGB \quad (142)$$

où

$$FSGA = \frac{\sin(\kappa + \xi/2)\tan \varphi_A}{\sin \xi \tan \theta} \quad (143)$$

et

$$FSGB = \frac{\sin(\kappa - \xi/2)\tan \varphi_B}{\sin \xi \tan \theta} \quad (144)$$

On détermine l'accroissement $\Delta\varphi_A$ à l'aide de la relation suivante :

$$\Delta\varphi_A = \arctan \left[\frac{FSGA \sin \xi \tan \theta}{FSG \sin(\kappa + \xi/2)} FSG_r \right] - \varphi_A \quad (145)$$

alors que l'accroissement $\Delta\varphi_B$ s'obtient de :

$$\Delta\varphi_B = \arctan \left[\frac{FSGB \sin \xi \tan \theta}{FSG \sin(\kappa - \xi/2)} FSG_r \right] - \varphi_B \quad (146)$$

On retient le plus grand accroissement et on l'utilise pour calculer la tension à maintenir dans le câble ou la tige en utilisant l'équation 132, soit :

$$f = \frac{W \sin \Delta\varphi_M}{\cos(\Delta\varphi_M + \omega)} \quad (147)$$

où $\Delta\varphi_M$ est l'accroissement retenu. On pourrait démontrer que le facteur de sécurité calculé avec cet accroissement, donc avec la force stabilisatrice donnée par l'équation 147, est égal ou supérieur au FSG_r .

La tension à maintenir est minimale quand :

$$\omega = -\Delta\varphi_M \quad (148)$$

et la tension initiale qu'il faut atteindre lors de la mise en tension est :

$$f_i \geq K_t f \quad (149)$$

où f est la tension à maintenir et K_t est une constante supérieure à l'unité qui est fixée par le responsable du projet. Le lecteur est invité à prendre connaissance à la section 6.6.3B des raisons qui font qu'il n'est pas toujours possible d'implanter le trou de forage avec la plongée qui permet les tensions minimales.

Exemple 6.6.2C – L'exemple 5.3.2D réfère à un talus à proximité duquel se rencontrent deux failles. L'analyse de stabilité (voir le calque de la figure 47 de la section 5.3.2) a établi qu'il y avait un tétraèdre de forme et que le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans. Le facteur de sécurité calculé est 1,11, les données pour ce calcul étant : $\varphi_A = 35^\circ$, $\varphi_B = 40^\circ$, $\kappa = 79^\circ$, $\xi = 128^\circ$ et $\theta = 36^\circ$. On vous demande de calculer la tension initiale qui devrait être atteinte dans une tige de soutènement implantée de la façon recommandée afin d'assurer un facteur de sécurité de 1,50. Le poids propre du tétraèdre est de 100 tonnes. Un facteur de mise en tension de 1,20 est requis.

À l'aide des équations 142, 143 et 144, on trouve :

$$FSGA = \frac{\sin 143^\circ \tan 35^\circ}{\sin 128^\circ \tan 36^\circ} = 0,7360$$

$$FSGB = \frac{\sin 15^\circ \tan 40^\circ}{\sin 128^\circ \tan 36^\circ} = 0,3793$$

et

$$FSG = FSGA + FSGB = 1,1154$$

Les équations 145 et 146 conduisent à :

$$\Delta\varphi_A = \arctan\left[\frac{0,7360 \sin 128^\circ \tan 36^\circ}{1,1154 \sin 143^\circ} 1,5000\right] - 35^\circ = 8,28^\circ$$

et

$$\Delta\varphi_B = \arctan\left[\frac{0,3793 \sin 128^\circ \tan 36^\circ}{1,1154 \sin 15^\circ} 1,5000\right] - 40^\circ = 8,45^\circ$$

le plus grand des deux accroissements étant $8,45^\circ$. D'après l'équation 147, la tension minimale à maintenir dans l'ancrage est ($\omega = -\Delta\varphi_A$) :

$$f = \frac{100 \sin 8,45^\circ}{\cos(8,45^\circ - 8,45^\circ)} = 14,40 \text{ tonnes impériales}$$

Suite à l'implantation de l'ancrage maintenant cette force stabilisatrice, le facteur de sécurité contre le glissement serait, d'après l'équation 141, en prenant $\Delta\varphi_M$ comme accroissement de l'angle de résistance au cisaillement sur les plans A et B :

$$FSG_r = \frac{\sin 143^\circ \tan(35^\circ + 8,45^\circ) + \sin 15^\circ \tan(40^\circ + 8,45^\circ)}{\sin 128^\circ \tan 36^\circ} = 1,51$$

D'après l'équation 149, la tension initiale à atteindre lors de la mise en tension est, la valeur de K_t souhaitée étant 1,20 :

$$f_i \geq 1,20 \times 14,47 \geq 17,28 \text{ tonnes impériales}$$

C) La chute sans glissement préalable

La résistance au cisaillement mobilisable ne comporte pas de cohésion – À la section 5.2.4, il a été écrit que dans les cas où le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable et que la résistance au cisaillement mobilisable le long des plans structuraux n'implique pas de cohésion, il n'y avait pas lieu de procéder au calcul du facteur de sécurité contre le glissement parce que ce dernier est nul (il y a instabilité à tous coups). Pour éviter l'instabilité après l'exposition complète du tétraèdre, il faut inévitablement un soutènement.

La figure 80 montre en deux dimensions un tétraèdre découpé au toit d'une excavation souterraine stabilisé par une tige ou un câble placé dans un forage qui fait un angle ω avec l'horizontale. Dans ces conditions et compte tenu de la

définition générale déjà posée pour le facteur de sécurité (équation 33, section 5.2.2), le facteur de sécurité contre la chute recherché a pour expression :

$$FSC_r = \frac{f \cos(90^\circ + \omega)}{W} \quad (150)$$

où f est la tension à maintenir dans la tige ou le câble et W est le poids propre du tétraèdre. Cette équation peut être réécrite comme suit :

$$f = \frac{FSC_r W}{\cos(90^\circ + \omega)} \quad (151)$$

La tension déterminée à l'aide de l'équation 151 est minimale quand :

$$\omega = -90^\circ \quad (152)$$

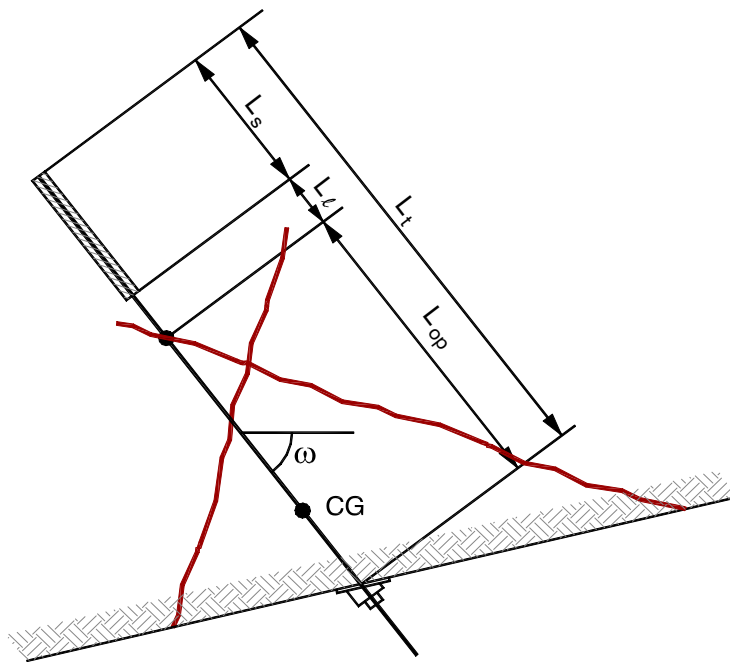


Figure 80 – Section verticale passant par le centre de gravité d'un tétraèdre découpé au toit d'une excavation souterraine et contenant la tige d'ancrage scellée dans un trou de forage d'implantation.

En pratique, il n'est pas toujours possible de faire en sorte que le trou de forage soit implanté avec la plongée qui assure les tensions minimales. La section 6.6.3B porte entre autres sur cet aspect de la conception des ancrages.

Lors de la mise en tension, la tension à atteindre doit être :

$$f_i \geq K_t f \quad (153)$$

où f est défini par l'équation 151 et K_t est une constante supérieure à l'unité dont la valeur est fixée par le responsable du projet.

Exemple 6.6.2D – L'analyse de stabilité qui a fait l'objet de l'exemple 5.3.4A a prouvé que le mode d'instabilité potentielle du tétraèdre découpé au toit d'une excavation souterraine par trois plans structuraux est la chute sans glissement préalable. Toutes les données disponibles relatives à ce tétraèdre ont été présentées à l'exemple 6.4.5A. Il a été montré, entre autres, que le poids propre du tétraèdre est 640,4 lb. On vous demande de calculer la tension initiale qu'il faut atteindre dans un ancrage tensionné qui assurerait dans le cas de ce tétraèdre un facteur de sécurité contre la chute de 2,00. Lors de l'implantation de l'ancrage, le tétraèdre ne sera qu'en partie exposé, la plongée du trou de forage sera -60° et le facteur de mise en tension recommandée doit être au moins égal à 1,30.

L'équation 151 donne comme tension à maintenir :

$$f = \frac{2,00 \times 640,4}{\cos(90^\circ - 60^\circ)} = 1479,0 \text{ lb}$$

La tension initiale doit répondre à l'équation 153. Si on a fixé la valeur de K_t à 1,30, on a :

$$f_i \geq 1,30 \times 1479,0 \geq 1922,7 \text{ lb}$$

La résistance au cisaillement mobilisable comporte une cohésion – La section 6.4.5 montre comment le facteur de sécurité contre la chute peut être calculé à partir de la cohésion mobilisable. Pour amener le facteur de sécurité à la valeur recherchée à l'aide d'un soutènement, on peut écrire en référant à la définition générale du facteur (voir l'équation 33, section 5.2.2) :

$$FSC_r = \frac{FSC W + f \cos(90^\circ + \omega)}{W} \quad (154)$$

où FSC répond soit à l'équation 98 de la section 6.4.5, soit à l'équation 99 de la même section, selon le cas. L'équation précédente peut être réécrite de manière à expliciter une expression pour la tension à maintenir dans l'ancrage :

$$f = \frac{(FSC_r - FSC) W}{\cos(90^\circ + \omega)} \quad (155)$$

Lors du tensionnement de la tige ou du câble, il faut atteindre une tension initiale répondant à :

$$f_i \geq K_t f \quad (156)$$

où f répond à l'équation 155. La constante K_t a une valeur supérieure à l'unité, valeur fixée par le responsable du projet. Encore ici, la tension calculée par l'équation 155 est minimale quand :

$$\omega = -90^\circ \quad (157)$$

Mais, il n'est pas toujours possible d'assurer une telle plongée lors de la réalisation de l'ancrage. La section 6.6.3B traite des diverses raisons qui entraînent des plongées autres que celle donnant les tensions minimales.

Exemple 6.6.2E – L'exemple 6.4.5A illustre le calcul du facteur de sécurité contre la chute lorsqu'il y a une résistance en tension de mobilisable le long des plans structuraux découpant un tétraèdre dont le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable. Le tétraèdre en cause dans cet exemple est celui de l'exemple 5.3.4A. Toutes les données disponibles relatives à ce tétraèdre sont présentées dans l'exemple 6.4.5A. Il a été démontré dans ce dernier exemple que le poids propre du tétraèdre est 640,4 lb et le facteur de sécurité contre la chute calculé alors est 1,80. On demande de calculer la tension initiale qu'il faut atteindre dans un ancrage tensionné qui assurerait un facteur de sécurité de 2,20. Le trou de forage d'implantation aura une plongée de -50° . Le facteur de mise en tension à utiliser est 1,30.

L'équation 155, qui s'applique dans cet exemple-ci, donne :

$$f = \frac{(2,20 - 1,80)640,4}{\cos(90^\circ - 50^\circ)} = 334,4 \text{ lb}$$

La tension minimale à atteindre lors de la mise en tension est, d'après l'équation 156 :

$$f_i = 1,30 \times 334,4 = 434,7 \text{ lb}$$

6.6.3. La détermination des autres caractéristiques

A) *Le calibre de la tige ou du câble d'ancrage*

Le calibre de la tige ou du câble d'ancrage doit être choisi de façon à ce que ce dernier permette d'atteindre sécuritairement au moins la tension initiale minimale sans dépassement de la limite élastique du matériau de la tige ou du câble. Le diamètre effectif de la tige ou du câble doit alors répondre à l'équation suivante :

$$d_e = \sqrt{\frac{4f_i}{\pi T_1}} \quad (158)$$

où f_i est la tension initiale et T_1 est la contrainte de tension à la limite d'élasticité du matériau de la tige ou du câble.

Le diamètre effectif d'une tige ou d'un câble est égal ou inférieur à son diamètre nominal. Ainsi, une tige comportant un filet requis pour l'assemblage de segments ou pour un écrou de blocage après la mise en tension a un diamètre effectif (creux du filet) inférieur au diamètre nominal.

Le choix du calibre de la tige ou du câble étant fait, il faut prévoir la tension initiale maximale qui peut être atteinte. Cette tension initiale maximale est la charge à la limite d'élasticité de la tige ou du câble, à un facteur de sécurité près, soit :

$$C_1 = \frac{\pi}{4FS} d_{es}^2 T_1 \quad (159)$$

où FS est le facteur de sécurité, d_{es} est le diamètre effectif de la tige ou du câble sélectionné et T_1 est la contrainte de tension à la limite d'élasticité du matériau de cette tige ou ce câble. Si, à la suite de l'introduction du facteur de sécurité, il s'avère que la tension initiale maximale que permet le calibre choisi est inférieure à la tension initiale minimale, il faut revoir le choix initial. Un facteur de sécurité de l'ordre de 1,20 est habituellement suffisant.

Exemple 6.6.3A – À l'exemple 6.6.2B, les calculs qui y sont résumés ont donné 6,52 tonnes impériales comme tension à maintenir dans un ancrage pour porter le

facteur de sécurité contre la glissement de 0,79 à 1,25. De plus, lors de la mise en tension de cet ancrage, il faudra atteindre au moins 7,82 tonnes impériales. On vous demande d'identifier laquelle des barres d'armature dont certaines caractéristiques sont présentées au tableau 6.6.3A pourrait être utilisée comme tige d'ancrage tensionnée en conservant un facteur de sécurité de 1,25 pour le calcul de la tension initiale maximale.

Tableau 6.6.3A – Diamètres nominal et effectif de barres d'armature crénelées

Identification	20M	25M	30M	35M	45M
Diam. nom., mm	19,5	25,5	29,9	35,7	43,7
Diam. eff., mm	15,0	20,0	25,0	30,0	38,0

Note 1 : Le diamètre nominal d'une barre crénelée est équivalente à celle d'une tige lisse de masse linéaire identique.

Note 2 : La résistance en tension de l'acier de ces barres est 690 MPa (100 000 lb/po²) alors que la limite d'élasticité est 414 MPa (60 000 lb/po²).

La tige sélectionnée doit pouvoir reprendre un minimum de 7,82 tonnes impériales, c'est-à-dire, 15 640 lb sans que sa limite d'élasticité soit atteinte. L'équation 158 donne, comme diamètre effectif :

$$d_e \geq \sqrt{\frac{4 \times 7,82 \times 2000}{3,1416 \times 60000}} = 0,5761 \text{ po}$$

ou 14,6 mm. D'après le tableau 6.6.3A, une barre 20M ($d_e = 15,0$ mm ou 0,5906 po) semble « a priori » adéquate.

La tension initiale maximale qui pourrait être atteinte avec une barre 20M est, selon l'équation 159 :

$$C_1 = \frac{3,1416}{4 \times 1,25} \times 0,5906^2 \times \frac{60000}{2000} = 6,57 \text{ tonnes impériales}$$

Cette tension admissible est insuffisante puisqu'il faut atteindre 7,82 tonnes impériales lors de la mise en tension. Nous devons passer alors au calibre de barre qui suit la 20M au tableau 6.6.3A, soit la barre 25M ($d_e = 20,0$ mm ou 0,7874 po). La tension maximale qui pourrait être atteinte avec une telle barre est :

$$C_1 = \frac{3,1416}{4 \times 1,25} \times 0,7874^2 \times \frac{60000}{2000} = 11,69 \text{ tonnes impériales}$$

La tension maximale que permet une barre 25M étant supérieure à la tension initiale minimale requise, on peut conserver ce choix. Donc, lors de la mise en tension, il faudra dépasser 7,82 tonnes, mais demeurer en deçà de 11,69 tonnes.

Exemple 6.6.3B – Les calculs d’un ingénieur qui désire stabiliser un tétraèdre montrent qu’il faut un ancrage capable de maintenir 17,9 tonnes impériales pour atteindre le facteur de sécurité contre le glissement recherché. On vous demande de choisir parmi les barres d’armature du tableau 6.6.3A, un calibre qui peut supporter la tension requise et assurer un facteur de sécurité minimale de 1,20 sur la limite élastique lors de la mise en tension. Le facteur de mise en tension souhaité est 1,20.

La tension initiale devra être, selon les équations 118, 134 ou 149 et si on accepte que $K_t = 1,20$:

$$f_i \geq 1,20 \times 17,9 = 21,4 \text{ tonnes impériales}$$

ce qui représente la tension minimale que doit être en mesure de reprendre la barre choisie. La valeur minimale du diamètre effectif de la barre requise s’obtient de l’équation 158 :

$$d_e \geq \sqrt{\frac{4 \times 21,4 \times 2000}{3,1416 \times 60000}} = 0,9530 \text{ po}$$

ou 24,2 mm. À la lumière de ce diamètre effectif, l’examen du tableau 6.6.3A montre qu’une barre 30M serait adéquate ($d_e = 25,0$ mm ou 0,9843 po).

La tension initiale maximale qui pourrait être atteinte avec une barre 30M est, selon l’équation 159, le facteur de sécurité sur la limite élastique étant 1,20 :

$$C_1 = \frac{3,1416}{4 \times 1,20} \times 0,9843^2 \times \frac{60000}{2000} = 19,0 \text{ tonnes impériales}$$

La tension initiale minimale étant de 21,4 tonnes, une barre 30M n’est donc pas adéquate. Considérons en second lieu une barre 35M ($d_e = 30,0$ ou 1,1811 po). Le diamètre effectif est adéquat. Vérifions s’il est possible d’atteindre la tension initiale minimale avec ce calibre :

$$C_1 = \frac{3,1416}{4 \times 1,20} \times 1,1811^2 \times \frac{60000}{2000} = 27,4 \text{ tonnes impériales}$$

Puisqu'il est possible d'atteindre 27,4 tonnes tout en respectant le facteur de sécurité de 1,20 avec une barre 35M, alors que la tension initiale minimale qu'il faut induire lors de la mise en tension est 21,4 tonnes, elle est donc adéquate. Par conséquent, lors de la mise en tension, il faudra dépasser 21,4 tonnes, mais demeurer en deçà de 27,4 tonnes.

B) La position et l'orientation du trou de forage d'implantation

Comme il a déjà été postulé lors de la présentation des modélisations précédentes, le trou de forage d'implantation est foré dans le tétraèdre, à partir de la paroi de l'excavation, et doit passer par le centre de gravité de ce dernier. Les coordonnées de ce centre sont :

$$x_g = 0,25(x_a + x_b + x_c + x_d) \quad (160)$$

$$y_g = 0,25(y_a + y_b + y_c + y_d) \quad (161)$$

$$z_g = 0,25(z_a + z_b + z_c + z_d) \quad (162)$$

où $x_a, x_b, x_c, x_d, y_a, y_b, y_c, y_d, z_a, z_b, z_c, z_d$ sont les coordonnées des sommets du tétraèdre.

La grandeur des paramètres d'orientation de l'axe du trou de forage d'implantation dépend de plusieurs facteurs. Il y a d'abord le mode d'instabilité potentielle qui influence la direction de l'axe.

En effet, dans les cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan préalablement à une chute, il faut faire en sorte que la direction D_t' , de ce trou de forage doit être la même que celle de la ligne de pendage du plan de glissement (direction perpendiculaire à la direction du plan de glissement). Dans ce cas, cette direction s'obtient de :

$$D_t' = D \pm 90^\circ \quad (163)$$

où D est la direction du plan de glissement. Le choix du signe qui doit être considéré dans l'équation précédente doit respecter la convention déjà établie. L'examen du calque de l'analyse de stabilité aide à faire ce choix.

Lorsque le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans préalablement à une chute, il faut que la direction D_t' du trou de forage d'implantation soit celle de la droite d'intersection des deux faces porteuses. La direction D_t' se lit sur le calque de l'analyse de stabilité.

Si le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable, la direction du trou de forage d'implantation de l'ancrage n'est soumise à aucune contrainte sauf s'il faut planter l'ancrage avant que le tétraèdre soit complètement exposé et si le facteur de sécurité contre la chute qui le caractérise est inférieur à l'unité.

D'autre part, il faut faire en sorte que la plongée de l'axe du trou de forage d'implantation soit aussi près que possible de la valeur donnant les tensions minimales (voir les équations 117, 133, 148, 152 et 157). Il est généralement facile d'accepter de telles plongées dans le cas des talus, des parements et des épontes inférieures si le facteur de sécurité contre le glissement permet d'exposer entièrement le tétraèdre avant d'y planter l'ancrage. Cependant, si le facteur de sécurité contre le glissement est inférieur à l'unité ou seulement légèrement supérieur, il faut procéder à l'implantation de l'ancrage avant d'exposer complètement le tétraèdre, et se peut alors que la plongée choisie s'éloigne passablement de la plongée optimale. Dans le cas des tétraèdres découpés aux toits et aux épontes supérieures caractérisés par des modes d'instabilité potentielle du type glissement préalablement à une chute, la géométrie du problème peut faire qu'il soit impossible de s'approcher de la plongée optimale même si le tétraèdre peut être exposé complètement avant d'implantation de l'ancrage. Si les tétraèdres sont découpés au toit ou à l'éponte supérieure et que leur mode d'instabilité est la chute sans glissement préalable, l'axe du trou de forage d'implantation doit idéalement être aussi près de la verticale que possible (voir les équations 152 et 157). Toutefois, le fait que le tétraèdre ne doit pas être complètement exposé avant d'être stabilisé, entraîne des orientations qui s'éloignent de la verticalité.

A ce stade-ci, les paramètres d'orientation du trou de forage d'implantation sont connus. Ce trou de forage devant passer par le centre de gravité du tétraèdre, il s'ensuit que les coordonnées de la tête du trou de forage à la paroi de l'excavation sont fixées. La détermination de ces coordonnées constitue la suite de la présente section.

La figure 81 illustre le référentiel xyz (est-nord-verticale) dans lequel l'orientation d'une droite représentant l'axe du trou de forage d'implantation est définie par ses angles directeurs. On pourrait démontrer que les cosinus directeurs correspondant sont liés aux paramètres d'orientation par les expressions suivantes :

$$\cos \alpha' = -\sin D_t' \cos \omega \quad (164)$$

$$\cos \beta' = -\cos D_t' \cos \omega \quad (165)$$

$$\cos \gamma' = \sin \omega \quad (166)$$

Le trou de forage devant passer par le centre de gravité du tétraèdre, les coordonnées de n'importe quel point appartenant à l'axe de ce dernier sont définies par :

$$x = x_g + K \cos \alpha' \quad (167)$$

$$y = y_g + K \cos \beta' \quad (168)$$

$$z = z_g + K \cos \gamma' \quad (169)$$

où x_g , y_g et z_g répondent aux équations 160 à 162 et les cosinus directeurs $\cos \alpha'$, $\cos \beta'$ et $\cos \gamma'$ s'obtiennent des équations 164 à 166. Chaque valeur donnée au coefficient K détermine les coordonnées d'un point le long de l'axe du trou. Ainsi le point constituant la tête du trou de forage à la paroi de l'excavation s'obtient en substituant les équations 167 à 169 dans l'équation du plan de la paroi et en résolvant pour K . L'équation 75 donne comme équation du plan de la paroi :

$$x \cos \alpha + y \cos \beta + z \cos \gamma = k \quad (170)$$

Substituant les équations 167 à 169 dans l'équation 170, on obtient, après réarrangement :

$$K_o = \frac{k - (x_g \cos \alpha + y_g \cos \beta + z_g \cos \gamma)}{\cos \alpha' \cos \alpha + \cos \beta' \cos \beta + \cos \gamma' \cos \gamma} \quad (171)$$

où $\cos \alpha$, $\cos \beta$ et $\cos \gamma$ sont les cosinus directeurs de la normale au plan de la paroi et k en est le coefficient de son équation. Pour déterminer les coordonnées de la tête du trou de forage d'implantation, il suffit de substituer la valeur de K_o donnée par l'équation 171 et les équations 167 à 169, c'est-à-dire :

$$x_o = x_g + K_o \cos \alpha' \quad (172)$$

$$y_o = y_g + K_o \cos \beta' \quad (173)$$

$$z_o = z_g + K_o \cos \gamma' \quad (174)$$

Il faut s'assurer que la tête du trou de forage d'implantation se situe dans la face du tétraèdre correspondant à la paroi de l'excavation. Autrement, la tension maintenue dans l'ancrage n'aura pas l'effet stabilisateur recherché. Selon l'expérience des auteurs, cette situation se présente presque uniquement lorsque la paroi est un toit ou une épente supérieure. Pour trouver si cette condition est satisfaite, il faut comparer les coordonnées des trois sommets du tétraèdre situés sur la paroi aux coordonnées de la tête du trou de forage. Si la condition n'est pas

vérifiée, il faut modifier la plongée choisie lors du calcul des tensions si le mode d'instabilité potentielle implique un glissement préalablement à une chute. Si le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable, la direction et la plongée de l'axe du trou de forage peuvent être modifiées et il faut alors reprendre le calcul des tensions.

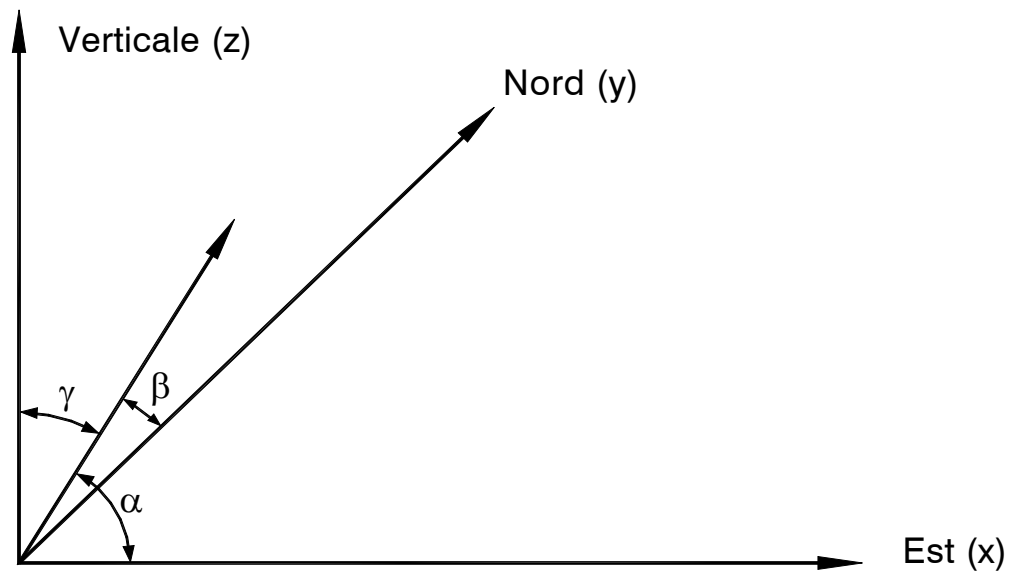


Figure 81 - Définition des angles directeurs d'une droite dans le système d'axes de référence.

C) Les caractéristiques du mécanisme d'ancrage

Lorsque la fixation de la tige ou du câble de soutènement se fait à l'aide d'un mécanisme d'ancrage préfabriqué, le choix de ce dernier se fait à partir de catalogues de manufacturiers. Ce mécanisme d'ancrage doit être en mesure de reprendre la charge de rupture de la tige ou du câble. Les propriétés mécaniques de la roche au point d'ancrage peuvent aussi être un facteur déterminant du choix. Le diamètre du trou de forage d'implantation est habituellement fixé par les dimensions du mécanisme d'ancrage sélectionné. La longueur de ce forage au-delà du plan structural déterminant (voir la section 6.6.3E) dépend, entre autres, des dimensions du mécanisme d'ancrage choisi.

D) Les caractéristiques du scellement

Lorsque la fixation de la tige ou du câble de soutènement se fait par scellement, le diamètre du forage d'implantation doit répondre à des règles empiriques du type de l'exemple qui suit :

$$\delta \geq d + 0,5 \quad (175)$$

et

$$\delta \leq d + 1,0 \quad (176)$$

où δ est le diamètre du trou de forage d'implantation et d est le diamètre nominal de la tige ou du câble. Les unités à considérer dans cette règle sont les pouces. Il faut choisir un diamètre de trou de forage normalisé compris entre ces extrêmes.

Il ne cadre pas dans les objectifs de ce document de présenter une revue des modèles de calcul des longueurs de scellement des ancrages. Une telle revue permettrait de constater que les facteurs qui influencent la longueur du segment du trou de forage le long duquel le scellement se fait sont généralement le diamètre du forage d'implantation, la tension maximale à induire dans la tige (ou le câble) ou la contrainte admissible dans cette dernière, les propriétés mécaniques du matériau utilisé pour réaliser ce scellement ainsi que les propriétés mécaniques du massif rocheux.

Parmi les modèles proposés dans la littérature, celui de Ballivy et Dupuis (1980) est retenu à titre d'exemple :

$$L_s = \frac{C_r}{A\pi\delta\sqrt{C_o}} \quad (177)$$

avec

$$C_r = \frac{\pi}{4} d_{es}^2 T_r \quad (178)$$

où L_s est la longueur du segment de scellement en mètres, C_r est la charge à la rupture de la tige ou du câble en MN, δ est le diamètre du forage d'implantation en mètre, C_o est la résistance en compression uniaxiale du matériau de scellement en MPa, d_{es} est le diamètre effectif de la tige ou du câble sélectionné et T_r est la contrainte en tension à la rupture de la tige ou du câble. Si la résistance en compression uniaxiale de la roche du massif est inférieure à celle du matériau de scellement, c'est celle de la roche qu'il faut considérer. La constante A , apparaissant dans l'équation 177, prend une des valeurs suivantes :

$$- \text{si } \frac{E_s}{E_r} < 10, \quad A = 0,5$$

$$- \text{si } \frac{E_s}{E_r} \geq 10, \quad A = 0,17$$

Le symbole E_s représente le module d'élasticité du matériau de scellement et le symbole E_r , le module d'élasticité de la roche.

Le fait de considérer la charge à la rupture dans le calcul de la longueur de scellement et le fait de considérer la charge à la limite d'élasticité pour le choix du calibre de la tige ou du câble, constitue en soit un facteur de sécurité sur la longueur de scellement. Dans le cas d'un ancrage réalisé avec une barre d'acier d'armature du tableau 6.6.3A, la valeur minimale de ce facteur est 1,67. Une valeur si élevée du facteur de sécurité se justifie par le fait qu'il est difficile de réaliser un scellement parfait.

Exemple 6.6.3C – On demande de calculer la longueur de scellement requis dans le cas de l'exemple 6.6.3B dans lequel il a été déterminé qu'une barre 35M permettait de réaliser l'ancrage. Le tableau 6.6.3B propose une liste des diamètres des forets des perforatrices qui peuvent être utilisée pour le forage du trou d'implantation. Le matériau de scellement possède une résistance à la compression uniaxiale de 3 000 lb/po², résistance inférieure à celle de la roche du massif rocheux. Les modules d'élasticité du matériau de scellement et de la roche sont tels que $A = 0,5$.

Tableau 6.6.3B – Diamètres normalisés des forets des perforatrices

Normes internationales, mm	Normes américaines, po
29,0	1,125
32,0	1,250
35,0	1,375
38,0	1,500
41,0	1,625
44,0	1,750
48,0	1,875
51,0	2,000

Le tableau 6.6.3A de l'exemple 6.6.3A donne 35,7 mm (1,41 po) comme diamètre nominal et 30,0 mm (1,18 po) comme diamètre effectif d'une barre 35M. Les équations 175 et 176 fixent les valeurs limites du diamètre du trou de forage d'implantation de l'ancrage à 1,91 po (48,5 mm) et 2,41 po (61,2 mm). La comparaison de ces diamètres limites à ceux du tableau 6.6.3B fait que l'on doit choisir un foret de 2 po (51,0 mm).

L'équation 178 donne comme charge à la rupture d'une barre 35M, si on accepte, tel qu'indiqué au tableau 6.6.3A, que la contrainte de tension à la rupture est 100 000 lb/po² :

$$C_r = \frac{3,1416 \times 1,18^2 \times 100000}{4 \times 2000} = 54,7 \text{ tonnes impériales}$$

La longueur de scellement en pouce se déduit de l'équation 177 en respectant les unités propres à cette équation :

$$L_s = \frac{54,7 \times 2000 \times 4,448 \times 10^{-6} \times 39,37}{0,5 \times 3,1416 \times 51 \times 10^{-3} \times \sqrt{\frac{3000}{145,0}}} = 52,6 \text{ po}$$

E) La longueur du trou de forage d'implantation

Lorsque le mode d'instabilité potentielle implique un glissement préalable à une chute dans l'excavation, la longueur du trou de forage d'implantation d'une tige ou d'un câble de soutènement doit être telle que l'ancrage se réalise derrière le premier plan de glissement traversé par le trou. Advenant que le segment du trou où se situe le mécanisme d'ancrage ou le scellement chevauche un des autres plans structuraux ou se situe trop près de l'un de ces derniers, on doit prolonger le trou de forage de manière à éviter cette situation. Lorsque le mode d'instabilité potentielle n'implique pas un glissement préalable à une chute dans l'excavation, la longueur du trou de

forage d'implantation doit permettre de positionner l'ancrage derrière, tout au moins, le premier plan structural rencontré. On doit prolonger le forage au delà de ce point si le segment du trou où se situe le mécanisme d'ancrage ou le scellement chevauche un des autres plans structuraux. Il est donc nécessaire, lors de la détermination de la longueur du trou de forage d'implantation d'un ancrage, d'établir préalablement les coordonnées des points d'intersection de ce trou avec tous les plans structuraux impliqués dans l'analyse de stabilité. Le premier des plans structuraux rencontrés lors du forage qui permet de localiser adéquatement le mécanisme d'ancrage ou le scellement est appelé plan structural déterminant dans la suite du document.

La détermination de la longueur du trou de forage d'implantation doit prendre en ligne de compte les points suivants :

- i) le trou de forage doit passer par le centre de gravité du tétraèdre. Les coordonnées de ce dernier sont données par les équations 160 à 162 présentées à la section 6.6.3B;
- ii) le trou de forage doit montrer la plongée choisie (rappelons que la plongée du forage se mesure à la tête du trou et est positive vers le bas et négative vers le haut; voir la section 2.2). Cette plongée a été fixée lors du calcul des tensions à la section 6.6.2;
- iii) la direction du trou de forage doit être celle de la ligne de pendage du plan de glissement dans le cas où le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur un plan. L'obtention de cette direction a fait l'objet d'un paragraphe à la section 6.6.3B;
- iv) la direction du trou de forage doit être celle de la droite d'intersection des plans de glissement si le mode d'instabilité potentielle est le glissement sur deux plans. Un paragraphe de la section 6.6.3B porte sur l'obtention de cette direction;
- v) la direction du trou de forage est déterminée par la géométrie du problème lorsque le mode d'instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable;
- vi) la longueur du mécanisme d'ancrage ou du segment de scellement. Ces points sont traités aux sections 6.6.3C et 6.6.3D respectivement;
- vii) un espacement sécuritaire entre les plans structuraux et le début et la fin du mécanisme d'ancrage ou le scellement.

La longueur totale du trou de forage d'implantation, L_{ti} , s'obtient alors en faisant la somme des segments suivants :

- i) la distance L_{opi} , entre la tête du trou de forage et le point de rencontre de l'axe du trou avec le plan structural i . Le plan structural déterminant n'est pas connu

« a priori » et peut être n'importe quel des plans structuraux impliqués dans l'analyse de stabilité;

- ii) la distance libre sécuritaire L_l , entre les plans structuraux et le début et la fin du mécanisme d'ancrage ou du segment de scellement;
- iii) la longueur L_s , requis par le mécanisme d'ancrage ou par le scellement.

Cette somme s'illustre par l'équation suivante :

$$L_{ti} = L_{opi} + L_l + L_s \quad (179)$$

et doit être faite pour chaque plan structural i.

L'identification du plan structural déterminant et, par conséquent, la longueur du trou de forage d'implantation de l'ancrage requiert une analyse des données dont les étapes sont présentées dans la suite, étapes qu'il faut franchir dans l'ordre :

- i) Placer les longueurs totales L_{ti} dans l'ordre croissant de leur valeur et les identifier L_{tI} , L_{tII} , L_{tIII} ,
- ii) Placer les distances tête du trou de forage-point de percée des plans structuraux par ordre croissant de leur valeur et les identifier L_{opI} , L_{opII} , L_{opIII} ,
- iii) Si

$$L_{tI} + L_l \leq L_{opII} \quad (180)$$

il faut retenir L_{tI} comme longueur totale du forage d'implantation de l'ancrage et le plan structural correspondant à L_{tI} est le plan structural déterminant. Sinon, il faut poursuivre.

- iv) Si

$$L_{tII} + L_l \leq L_{opIII} \quad (181)$$

il faut retenir L_{tII} comme longueur totale du trou de forage d'implantation de l'ancrage. Le plan structural correspondant à L_{tII} est le plan structural déterminant. Si l'inégalité 181 n'est pas vérifiée, il faut poursuivre et faire le test pour tous les autres plans structuraux impliqués dans le problème.

Exemple 6.6.3D – Soit un tétraèdre découpé par trois plans structuraux à proximité d'une paroi. Les résultats des calculs pour déterminer la longueur du trou de forage d'implantation d'un ancrage sont tels que $L_{tI} = L_{t2}$, $L_{tII} = L_{t1}$ et $L_{tIII} = L_{t3}$ et

conséquemment, $L_{opI} = L_{op2}$, $L_{opII} = L_{op1}$ et $L_{opIII} = L_{op3}$. La figure 82 montre l'axe de l'éventuel trou de forage, la position des trois plans structuraux le long de l'axe et les longueurs des segments constituant les longueurs totales. On constate que (voir l'équation 180, étape iii) :

$$L_{t2} + L_1 > L_{op1}$$

et qu'on ne peut retenir L_{t2} comme longueur totale. Il faut donc poursuivre avec l'équation 181 de l'étape iv :

$$L_{t1} + L_1 < L_{op3}$$

et il faut retenir L_{t1} comme longueur totale. Le plan structural déterminant est PS1.

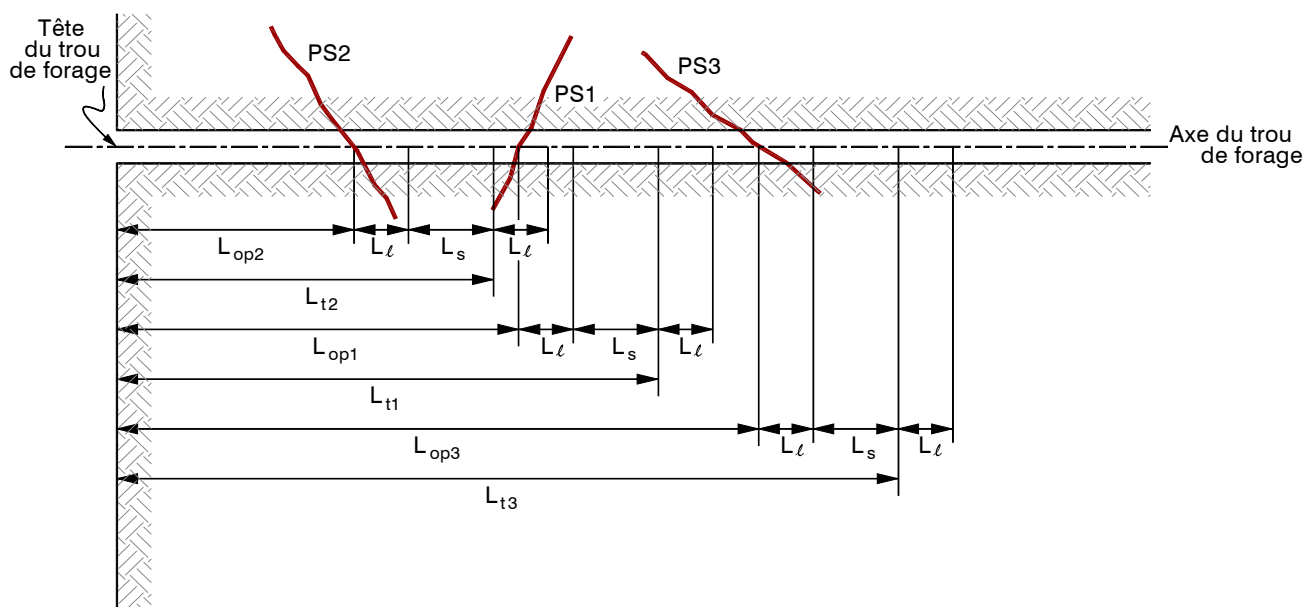


Figure 82 – Illustration de l'axe du trou de forage d'implantation de l'ancrage de l'exemple 6.6.3D, montrant la position des trois plans structuraux rencontrés, les longueurs des trois segments tête de trou-point de percée, la distance sécuritaire et la longueur du segment de scellement.

Revenons à l'équation 179. Le premier terme du membre de droite de cette équation a pour expression :

$$L_{opi} = \sqrt{(x_{pi} - x_o)^2 + (y_{pi} - y_o)^2 + (z_{pi} - z_o)^2} \quad (182)$$

où x_o , y_o et z_o sont les coordonnées de la tête du trou et elles s'obtiennent des équations 172 à 174 de la section 6.6.3B. Quant à x_{pi} , y_{pi} et z_{pi} , ce sont les coordonnées du point de rencontre du trou de forage avec le plan structural i.

Les coordonnées x_{pi} , y_{pi} et z_{pi} du point de rencontre du trou de forage avec le plan structural s'obtiennent de la même façon que celles de la tête du trou, considérant que l'équation 170 est celle du plan. En y substituant les équations 167 à 169 et en réarrangeant les termes, on trouve :

$$K_{pi} = \frac{k_i - (x_g \cos \alpha_i + y_g \cos \beta_i + z_g \cos \gamma_i)}{\cos \alpha' \cos \alpha_i + \cos \beta' \cos \beta_i + \cos \gamma' \cos \gamma_i} \quad (183)$$

où $\cos \alpha_i$, $\cos \beta_i$ et $\cos \gamma_i$ sont les cosinus directeurs de la normale au plan structural i et k_i en est le coefficient de l'équation de ce dernier. Il suffit de substituer la valeur de K_{pi} donnée par l'équation 183 dans les équations 167 à 169 pour obtenir les coordonnées du point de rencontre de l'axe du trou de forage et du plan de structural, soit :

$$x_{pi} = x_g + K_{pi} \cos \alpha' \quad (184)$$

$$y_{pi} = y_g + K_{pi} \cos \beta' \quad (185)$$

$$z_{pi} = z_g + K_{pi} \cos \gamma' \quad (186)$$

Lorsque le mode d'instabilité potentielle implique le glissement, les points de rencontre du trou de forage avec les plans structuraux autres que le ou les plans de glissement dont les coordonnées ont été calculées à l'aide des équations 184 à 186 peuvent se situer à l'extérieur du massif rocheux. Il faut donc procéder à des vérifications et tenir compte de ces points d'intersection seulement s'il y a lieu :

- i) dans le cas des talus, la valeur de la coordonnée z_{pi} doit être plus petite que celle de la coordonnée z du plan de la surface du socle rocheux quand $x = x_{pi}$ et $y = y_{pi}$, sinon le point de rencontre se situe au-dessus de ce plan;
- ii) dans tous les cas, les coordonnées des points de rencontre doivent placer ces points en aval de la tête du trou de forage d'implantation (du côté du massif rocheux et non du côté de l'excavation).

La grandeur de l'espacement sécuritaire L_1 est fonction de la qualité du massif rocheux à proximité des plans structuraux. On suggère un espacement minimal de 30 cm (12 po) dans un massif d'excellente qualité.

Quant à la grandeur du segment L_s , elle découle du catalogue du manufacturier du mécanisme d'ancrage choisi ou de l'équation 177 (ou d'une équation équivalente), si l'ancrage se fait par scellement.

La figure 83 illustre le plan vertical passant par le centre de gravité d'un tétraèdre, découpé à la paroi d'une excavation, dont le mode d'instabilité potentielle est un glissement sur un plan préalablement à une chute dans l'excavation. Le plan vertical montré à cette figure est celui qui contient la tige d'ancrage scellée implantée afin d'atteindre le facteur de sécurité contre le glissement recherché. On peut y observer la longueur du trou de forage d'implantation, la longueur de scellement et l'espacement sécuritaire derrière les plans de glissement. Les mêmes observations peuvent être faites sur la figure 80 qui illustre un plan vertical contenant une tige d'ancrage scellée implantée pour assurer le facteur de sécurité recherché contre la chute sans glissement préalable.

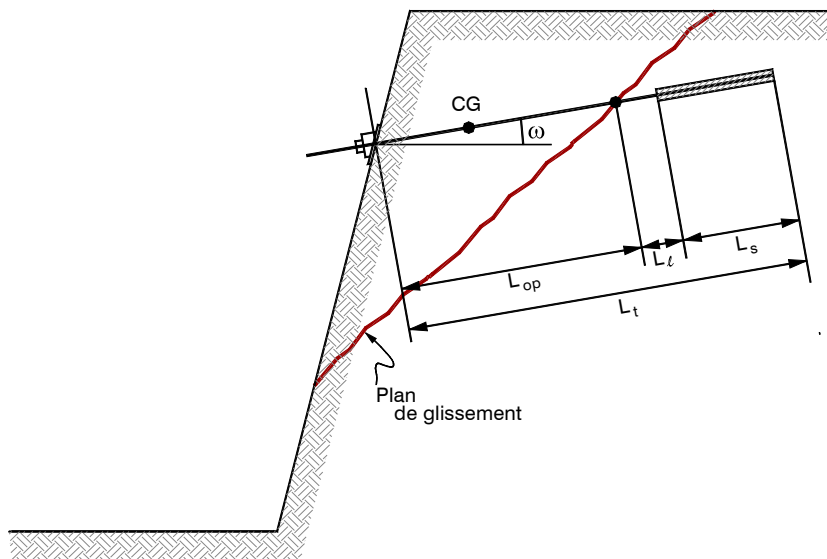


Figure 83 – Section verticale passant par le centre de gravité d'un tétraèdre découpé à la face d'un talus d'une excavation et contenant la tige d'ancrage scellée dans un trou de forage d'implantation.

Exemple 6.6.3E – Il a été établi à l'exemple 5.3.2B que le mode d'instabilité potentielle du talus est le glissement sur le plan structural PS1 (voir le calque de la figure 45). L'ingénieur responsable du projet ayant jugé que le facteur de sécurité contre le glissement est trop petit, il a conçu un ancrage tensionné qui ramène ce facteur à la valeur désirée. On vous demande de déterminer la longueur requise du forage d'implantation de cet ancrage. Lors des calculs de conception de ce dernier, il a été prévu que l'axe du trou plongera à 10° , que la longueur de scellement sera de 3,5 pi et qu'une distance sécuritaire de 2,0 pi devra être maintenue. La vérification des relations linéaires a donné:

$$0,6428x - 0,7660y = -16,15$$

comme équation du plan du talus,

$$0,1116x - 0,6330y + 0,7660z = 42,44$$

comme équation du plan de glissement (PS1) et

$$-0,9254x - 0,1632y + 0,3420z = -64,244$$

comme équation du plan structural PS2. Les coordonnées des sommets du tétraèdre, calculées lors de cette vérification sont présentées au tableau 6.6.3C.

Tableau 6.6.3C – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.6.3E

Sommet	Plan	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	PS1-Socle-Talus	113,4	116,3	135,0
B	PS1-PS2-Socle	100,0	120,0	140,0
C	PS2-Socle-Talus	101,8	106,5	138,5
D	PS1-PS2-Talus	98,0	103,3	126,5

Pour déterminer la longueur du trou de forage d'implantation de l'ancrage, il faut d'abord calculer les coordonnées de sa tête sur le plan du talus. Pour se faire, il faut connaître les coordonnées du centre de gravité du tétraèdre, le trou de forage devant passer par ce point. Elles s'obtiennent des équations 160 à 162 dans lesquelles on substitue les coordonnées des sommets présentées au tableau 6.6.3C :

$$x_g = 0,25(113,4 + 100,0 + 101,8 + 98,0) = 103,3 \text{ pi}$$

$$y_g = 0,25(116,3 + 120,0 + 106,5 + 103,3) = 111,5 \text{ pi}$$

$$z_g = 0,25(135,0 + 140,0 + 138,5 + 126,5) = 135,0 \text{ pi}$$

La direction du plan de glissement (PS1) est 80° . La direction de l'axe du trou de forage d'implantation de l'ancrage est, d'après l'équation 163 et si on tient compte de la convention des paramètres d'orientation des droites :

$$D'_t = 80^\circ - 90^\circ = -10^\circ \text{ ou } 350^\circ$$

Les équations 164 à 166 donnent comme cosinus directeurs de l'axe du trou, la plongée choisie par le concepteur étant 10° :

$$\cos \alpha' = -\sin 350^\circ \cos 10^\circ = 0,1710$$

$$\cos \beta' = -\cos 350^\circ \cos 10^\circ = -0,9698$$

$$\cos \gamma' = \sin 10^\circ = 0,1736$$

Pour obtenir les coordonnées de la tête du trou de forage sur le plan du talus, il faut déterminer d'abord K_o en faisant appel à l'équation 171, à l'équation du plan du talus et aux cosinus directeurs de l'axe du trou de forage. Ceci donne :

$$K_o = \frac{-16,15 - (103,3 \times 0,6428 - 111,5 \times 0,7660)}{0,1710 \times 0,6428 + 0,9698 \times 0,7660} = 3,3511 \text{ pi}$$

et, ensuite, on obtient des équations 172 à 174 :

$$x_o = 103,3 + 3,3511 \times 0,1710 = 103,9 \text{ pi}$$

$$y_o = 111,5 - 3,3511 \times 0,9698 = 108,3 \text{ pi}$$

$$z_o = 134,2 + 3,3511 \times 0,1736 = 135,6 \text{ pi}$$

Pour déterminer les coordonnées du point d'intersection de l'axe du trou de forage et du plan de glissement (PS1), il faut calculer K_{p1} à l'aide de l'équation 183 de la même manière que K_o a été calculé :

$$K_{p1} = \frac{42,44 - (103,3 \times 0,1116 - 111,5 \times 0,6330 + 135,0 \times 0,7660)}{0,1710 \times 0,1116 + 0,9698 \times 0,6330 + 0,1736 \times 0,7660} = -2,5051 \text{ pi}$$

En remplaçant K_{p1} par sa valeur dans les équations 184 à 186, on a les coordonnées du point d'intersection de l'axe du trou de forage et du plan de glissement suivantes :

$$x_{p1} = 103,3 - 2,5051 \times 0,1710 = 102,9 \text{ pi}$$

$$y_{p1} = 111,5 + 2,5051 \times 0,9698 = 113,9 \text{ pi}$$

$$z_{p1} = 135,0 - 2,5051 \times 0,1736 = 134,6 \text{ pi}$$

Similairement, on obtient pour le plan structural PS2 :

$$K_{p2} = \frac{-64,244 - (-103,3 \times 0,9254 - 111,5 \times 0,1632 + 135,0 \times 0,3420)}{-0,1710 \times 0,9254 + 0,9698 \times 0,1632 + 0,1736 \times 0,3420} = +56,8423 \text{ pi}$$

$$x_{p2} = 103,3 + 56,8423 \times 0,1710 = 113,0 \text{ pi}$$

$$y_{p2} = 111,5 - 56,8423 \times 0,9698 = 56,4 \text{ pi}$$

$$z_{p2} = 135,0 + 56,8423 \times 0,1736 = 144,9 \text{ pi}$$

L'examen des coordonnées du point de rencontre du trou de forage d'implantation avec le plan structural PS2 montre que ce point se situe dans l'excavation, c'est-à-dire que les orientations de l'axe du trou et du plan structural sont telles qu'ils ne peuvent pas se rencontrer dans le massif rocheux. Il est donc inutile de se soucier du

plan structural PS2 et puisqu'il n'y a que deux plans structuraux de présents, le plan PS1 est le plan déterminant.

La longueur du segment du trou de forage d'implantation allant de la tête du trou au point d'intersection du trou avec le plan de glissement PS1 est donnée par l'équation 182 :

$$L_{op1} = \sqrt{(102,9 - 103,9)^2 + (113,9 - 108,3)^2 + (134,6 - 135,6)^2} = 5,78 \text{ pi}$$

L'équation 179 donne comme longueur totale du trou de forage d'implantation :

$$L_{t1} = 5,78 + 2,0 + 3,5 = 11,28 \text{ pi}$$

Exemple 6.6.3F – L'exemple 5.3.4F illustre le cas d'un tétraèdre découpé au toit d'une excavation souterraine. Ce tétraèdre est caractérisé par un mode d'instabilité potentielle du type glissement sur deux plans. Le calque de la figure 61 est celui de l'analyse de stabilité et on peut y observer que les plans de glissement sont PS1 et PS2. L'ingénieur qui s'occupe de ces travaux d'excavation jugeant le facteur de sécurité contre le glissement insuffisant a conçu un ancrage qui porte le facteur à la valeur recherchée. Cette conception implique que le trou de forage d'implantation aura -20° comme plongée, que la longueur de scellement calculée est de 4,2 pi et qu'une distance sécuritaire de 2,5 pi doit être maintenue étant donnée la qualité du massif à proximité des plans structuraux. La vérification des relations linéaires faites par l'ingénieur a nécessité la formulation des équations des plans des faces des tétraèdres et la détermination des coordonnées des sommets. Ces équations sont :

$$0,1736x + 0,9848z = 78,7710$$

pour le plan du toit,

$$0,4545x + 0,5417y + 0,7071z = 92,8004$$

pour le plan structural PS1,

$$-0,4924x + 0,4132y + 0,7660z = 55,9328$$

pour le plan structural PS2 et

$$-0,1170x + 0,3214y + 0,9397z = 80,2263$$

pour le plan structural PS3. Le tableau 6.6.3D présente les coordonnées des sommets du tétraèdre.

Tableau 6.6.3D – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l'exemple 6.6.3F

Sommet	Plans	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	PS1-PS2-Toit	37,5	44,1	73,4
B	PS1-PS2-PS3	38,5	38,5	77,0
C	PS1-PS3-Toit	34,4	46,0	73,9
D	PS2-PS3-Toit	44,9	55,2	72,1

Les équations 160 à 162 et les coordonnées des sommets présentées au tableau 6.6.3D donnent comme coordonnées du centre de gravité du tétraèdre :

$$x_g = 0,25 (37,5 + 38,5 + 34,4 + 44,9) = 38,8 \text{ pi}$$

$$y_g = 0,25 (44,1 + 38,5 + 46,0 + 55,2) = 46,0 \text{ pi}$$

$$z_g = 0,25 (73,4 + 77,0 + 73,9 + 72,1) = 74,1 \text{ pi}$$

La direction de l'axe du trou de forage doit être celle de la droite d'intersection des deux plans de glissement et ce trou doit être dirigé vers ces derniers. Le calque de la figure 61 donne 170° en considérant que la plongée doit être -20° , conformément à la conception de l'ingénieur. Les équations 164 à 166 donnent comme cosinus directeurs de l'axe du trou :

$$\cos \alpha' = -\sin 170^\circ \cos -20^\circ = -0,1632$$

$$\cos \beta' = -\cos 170^\circ \cos -20^\circ = 0,9254$$

$$\cos \gamma' = \sin -20^\circ = -0,3420$$

L'équation 171, dans laquelle on substitue les coordonnées du centre de gravité du tétraèdre, les cosinus directeurs du plan du toit et ceux de l'axe du trou de forage, donne :

$$K_o = \frac{78,7210 - (38,8 \times 0,1732 + 74,1 \times 0,9848)}{-0,1736 \times 0,1632 - 0,9848 \times 0,3420} = 2,5700 \text{ pi}$$

Substituant cette valeur de K_o ainsi que les coordonnées du centre de gravité dans les équations 172 à 174, on obtient :

$$x_o = 38,8 - 2,5700 \times 0,1632 = 38,4 \text{ pi}$$

$$y_o = 46,0 + 2,5700 \times 0,9254 = 48,4 \text{ pi}$$

$$z_o = 74,1 - 2,5700 \times 0,3420 = 73,2 \text{ pi}$$

Les coordonnées du point d'intersection de l'axe du trou et du plan structural PS1 s'obtiennent des équations 184 à 186 après avoir évalué K_{p1} à l'aide de l'équation 183, des cosinus directeurs de l'axe du trou de forage ainsi que de l'équation du plan structural :

$$K_{p1} = \frac{92,8004 - (38,8 \times 0,4545 + 46,0 \times 0,5417 + 74,1 \times 0,7071)}{-0,4545 \times 0,1632 + 0,5417 \times 0,9254 - 0,7071 \times 0,3420} = -11,5956 \text{ pi}$$

$$x_{p1} = 38,8 + 11,5956 \times 0,1632 = 40,7 \text{ pi}$$

$$y_{p1} = 46,0 - 11,5956 \times 0,9254 = 35,3 \text{ pi}$$

$$z_{p1} = 74,1 + 11,5956 \times 0,3420 = 78,1 \text{ pi}$$

De même, pour les plans structuraux PS2 et PS3, on a :

$$K_{p2} = \frac{55,9329 - (-38,8 \times 0,4924 + 46,0 \times 0,4132 + 74,1 \times 0,7660)}{0,4924 \times 0,1632 + 0,4132 \times 0,9254 - 0,7660 \times 0,3420} = -3,6350 \text{ pi}$$

$$x_{p2} = 38,8 + 3,6350 \times 0,1632 = 39,4 \text{ pi}$$

$$y_{p2} = 46,0 - 3,6350 \times 0,9254 = 42,6 \text{ pi}$$

$$z_{p2} = 74,1 + 3,6350 \times 0,3420 = 75,3 \text{ pi}$$

$$K_{p3} = \frac{80,2263 - (-38,8 \times 0,1170 + 46,0 \times 0,3214 + 74,1 \times 0,9397)}{0,1170 \times 0,1632 + 0,3214 \times 0,9254 - 0,9397 \times 0,3420} = -71,9692 \text{ pi}$$

$$x_{p3} = 38,8 + 71,9692 \times 0,1632 = 50,5 \text{ pi}$$

$$y_{p3} = 46,0 - 71,9692 \times 0,9254 = -20,6 \text{ pi}$$

$$z_{p3} = 74,1 + 71,9692 \times 0,3420 = 98,7 \text{ pi}$$

Les longueurs des segments L_{op1} , L_{op2} et L_{op3} du trou de forage sont données par l'équation 182 :

$$L_{op1} = \sqrt{(40,7 - 38,8)^2 + (35,3 - 46,0)^2 + (78,1 - 74,1)^2} = 11,58 \text{ pi}$$

$$L_{op2} = \sqrt{(39,4 - 38,8)^2 + (42,6 - 46,0)^2 + (75,3 - 74,1)^2} = 3,66 \text{ pi}$$

$$L_{op3} = \sqrt{(50,5 - 38,8)^2 + (-20,6 - 46,0)^2 + (98,7 - 74,1)^2} = 72,0 \text{ pi}$$

Quant aux longueurs totales, on obtient de l'équation 170 :

$$L_{t1} = 11,58 + 2,5 + 4,2 = 18,28 \text{ pi}$$

$$L_{t2} = 3,66 + 2,5 + 4,2 = 10,36 \text{ pi}$$

$$L_{t3} = 72,0 + 2,5 + 4,2 = 78,7 \text{ pi}$$

Afin d'identifier le plan structural déterminant, classons les longueurs totales et les distances tête de trou-point de percée par ordre croissant. Les résultats sont :

$$L_{t1} = 10,36 \text{ pi}$$

$$L_{t11} = 18,28 \text{ pi}$$

$$L_{t111} = 78,7 \text{ pi}$$

$$L_{op1} = 3,66 \text{ pi}$$

$$L_{op11} = 11,58 \text{ pi}$$

$$L_{op111} = 72,0 \text{ pi}$$

D'une part,

$$L_{t1} + L_1 = 10,36 + 2,5 = 12,86 \text{ pi}$$

et d'autre part,

$$L_{op11} = 11,58 \text{ pi}$$

il s'ensuit que :

$$L_{t1} + L_1 > L_{op11}$$

L_{t1} ne peut pas être retenue comme longueur totale. Par ailleurs :

$$L_{t11} + L_1 = 18,28 + 2,5 = 20,78 \text{ pi}$$

et

$$L_{op111} = 72,0 \text{ pi}$$

Donc :

$$L_{III} + L_1 < L_{opIII}$$

et la longueur totale à retenir est 18,28 pi, le plan structural déterminant étant PS1.

Exemple 6.6.3G – Soit un tétraèdre découpé au toit d’une excavation souterraine dont le mode d’instabilité potentielle est la chute sans glissement préalable. Le tableau 6.6.3E présente les paramètres d’orientation, les cosinus directeurs et les coefficients k des quatre plans formant le tétraèdre. Puisque, d’après la vérification des relations linéaires, ce tétraèdre sera complètement exposé suite à la réalisation de l’excavation, le responsable de la conception a préféré implanter un ancrage tensionné pour le stabiliser avant de compléter l’excavation plutôt que de le laisser chuter subséquemment. D’après lui, il sera possible, compte tenu des séquences d’excavation, d’implanter l’ancrage dans un trou de forage dont les paramètres d’orientation sont $[0^\circ, -80^\circ]$. La distance sécuritaire doit être de 2,5 pi et la longueur de scellement calculée est 4,8 pi. Le tableau 6.6.3F présente les coordonnées des sommets du tétraèdre.

Tableau 6.6.3E – Paramètres d’orientation des plans de l’exemple 6.6.3G

Plan	Paramètres d’orientation		Cosinus directeurs			Coefficient k, pi
	D	P	$\cos \alpha$	$\cos \beta$	$\cos \gamma$	
Toit	45°	10°	0,1228	-0,1228	0,9848	99,0877
PS1	290°	40°	0,2198	0,6040	0,7660	116,8601
PS2	45°	45°	0,5000	-0,5000	0,7071	67,1905
PS3	165°	50°	-0,7399	-0,1983	0,6428	34,4581

Tableau 6.6.3F – Coordonnées des sommets du tétraèdre de l’exemple 6.6.3G

Sommet	Plans	Coordonnées, pi		
		x	y	z
A	PS1-PS2-Toit	40,1	49,7	101,8
B	PS1-PS2-PS3	32,5	47,6	105,7
C	PS1-PS3-Toit	29,4	51,7	103,4
D	PS2-PS3-Toit	31,0	40,6	101,8

Les coordonnées du centre de gravité du tétraèdre s’obtiennent des équations 160 à 162 et des données du tableau 6.6.3F :

$$x_g = 0,25(40,1 + 32,5 + 29,4 + 31,0) = 33,3 \text{ pi}$$

$$y_g = 0,25(49,7 + 47,6 + 51,7 + 40,6) = 47,4 \text{ pi}$$

$$z_g = 0,25(101,8 + 105,7 + 103,4 + 101,8) = 103,2 \text{ pi}$$

Les équations 164 à 166 donnent, comme cosinus directeurs de l'axe du trou de forage d'implantation de l'ancrage :

$$\cos \alpha' = -\sin 0^\circ \cos -80^\circ = 0,0$$

$$\cos \beta' = -\cos 0^\circ \cos -80^\circ = -0,1736$$

$$\cos \gamma' = \sin -80^\circ = -0,9848$$

Pour obtenir les coordonnées de la tête du trou de forage sur le plan du toit, il faut d'abord calculer K_o à l'aide de l'équation 171, des coordonnées du centre de gravité, des paramètres de l'équation du plan du toit de l'excavation (voir le tableau 6.6.3E) et des cosinus directeurs de l'axe du trou de forage :

$$K_o = \frac{99,0877 - (33,3 \times 0,1228 - 47,4 \times 0,1228 + 103,2 \times 0,9848)}{0,1736 \times 0,1228 - 0,9848 \times 0,9848} = 0,8562 \text{ pi}$$

Puis, il faut substituer la valeur de ce coefficient dans les équations 172 à 174 :

$$x_o = 33,3 + 0,8562 \times 0,0 = 33,3 \text{ pi}$$

$$y_o = 47,4 - 0,8562 \times 0,1736 = 47,3 \text{ pi}$$

$$z_o = 103,2 - 0,8562 \times 0,9848 = 102,4 \text{ pi}$$

Les coordonnées des points de rencontre de l'axe du trou de forage et des plans structuraux s'obtiennent des équations 184 à 186, après avoir calculer K_{pi} à l'aide de l'équation 183. Pour ce qui a trait au plan structural PS1, les paramètres de son équation présentés au tableau 6.6.3E, les coordonnées du centre de gravité du tétraèdre et les cosinus directeurs de l'axe du trou de forage donnent :

$$K_{p1} = \frac{116,8601 - (33,3 \times 0,2198 + 47,4 \times 0,6040 + 103,2 \times 0,7660)}{-0,1736 \times 0,6040 - 0,9848 \times 0,7660} = -2,1647 \text{ pi}$$

$$x_{p1} = 33,3 - 2,1647 \times 0,0 = 33,3 \text{ pi}$$

$$y_{p1} = 47,4 + 2,1647 \times 0,1736 = 47,8 \text{ pi}$$

$$z_{p1} = 103,2 + 2,1647 \times 0,9848 = 105,3 \text{ pi}$$

Les mêmes équations combinées aux données relatives au plan structural PS2 ainsi qu'aux mêmes autres données conduisent à :

$$K_{p2} = \frac{67,1905 - (33,3 \times 0,5000 - 47,4 \times 0,5000 + 103,2 \times 0,7071)}{0,1736 \times 0,5000 - 0,9848 \times 0,7071} = -2,0798 \text{ pi}$$

$$\begin{aligned}
x_{p2} &= 33,3 - 2,0798 \times 0,0 = 33,3 \text{ pi} \\
y_{p2} &= 47,4 + 2,0798 \times 0,1736 = 47,8 \text{ pi} \\
z_{p2} &= 103,2 + 2,0798 \times 0,9848 = 105,2 \text{ pi}
\end{aligned}$$

Finalement, pour le plan structural PS3, on trouve, en suivant le même cheminement :

$$K_{p3} = \frac{34,4581 - (-33,3 \times 0,7399 - 47,4 \times 0,1983 + 103,2 \times 0,6428)}{0,1736 \times 0,1983 - 0,9848 \times 0,6428} = -3,6072 \text{ pi}$$

$$\begin{aligned}
x_{p3} &= 33,3 - 3,6072 \times 0,0 = 33,3 \text{ pi} \\
y_{p3} &= 47,4 + 3,6072 \times 0,1736 = 48,0 \text{ pi} \\
z_{p3} &= 103,2 + 3,6072 \times 0,9848 = 106,8 \text{ pi}
\end{aligned}$$

Les longueurs des segments L_{op1} , L_{op2} et L_{op3} sont, d'après l'équation 182 :

$$\begin{aligned}
L_{op1} &= \sqrt{(33,3 - 33,3)^2 + (47,8 - 47,3)^2 + (105,3 - 102,4)^2} = 2,94 \text{ pi} \\
L_{op2} &= \sqrt{(33,3 - 33,3)^2 + (47,8 - 47,3)^2 + (105,2 - 102,4)^2} = 2,84 \text{ pi} \\
L_{op3} &= \sqrt{(33,3 - 33,3)^2 + (48,0 - 47,3)^2 + (106,8 - 102,4)^2} = 4,46 \text{ pi}
\end{aligned}$$

L'équation 179 donne comme longueurs totales correspondantes :

$$\begin{aligned}
L_{t1} &= 2,94 + 2,5 + 4,8 = 10,24 \text{ pi} \\
L_{t2} &= 2,84 + 2,5 + 4,8 = 10,14 \text{ pi} \\
L_{t3} &= 4,46 + 2,5 + 4,8 = 11,76 \text{ pi}
\end{aligned}$$

La procédure d'identification du plan structural déterminant requiert que l'on classe les longueurs totales et les distances tête de trou-point de percée par ordre croissant. Les résultats sont :

$$\begin{aligned}
L_{II} &= 10,14 \text{ pi} \\
L_{III} &= 10,24 \text{ pi} \\
L_{III} &= 11,76 \text{ pi} \\
L_{opI} &= 2,84 \text{ pi} \\
L_{opII} &= 2,94 \text{ pi}
\end{aligned}$$

$$L_{opIII} = 4,46 \text{ pi}$$

On a, d'une part,

$$L_{tI} + L_1 = 10,14 + 2,5 = 12,64 \text{ pi}$$

et d'autre part,

$$L_{opII} = 2,94 \text{ pi}$$

il s'ensuit que :

$$L_{tI} + L_1 > L_{opII}$$

et L_{tI} ne peut pas être retenue comme longueur totale et il faut passer à l'étape subséquente :

$$L_{tII} + L_1 = 10,24 + 2,5 = 12,74 \text{ pi}$$

et

$$L_{opIII} = 4,46 \text{ pi}$$

Donc :

$$L_{tII} + L_1 > L_{opIII}$$

et L_{tII} ne peut être retenue comme longueur totale. Donc, la longueur totale du trou de forage de l'implantation de l'ancrage est L_{tIII} , soit 11,76 pi. Conséquemment, le plan structural PS3 est déterminant.

Références

Ballivy, G., Dupuis, M. (1980) : Laboratory and field evaluation of bonding strength of grouted rock anchors. Proc. 13th Can. Rock Mech. Symp., CIM Vol. 22, pp97-102.

ASTM (1996) : Standard test method for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. D 5607 – 95, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones; Geotextiles, 12 p.

Bardet, J.P., Kapuskar, M.M. (1989) : A simplex analysis of slope stability. Computer and Geotechnics, Vol. 8, pp. 329-348.

Barton, N. (1976) : Rock mechanics review, the shear strength of rock and rock joints. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 13, pp. 225-279.

Barton, N. (1973) : Review of a new shear strength criterion for rock joints. Eng. Geol., Vol. 7, pp. 287-332.

Barton, N., Choubey, V. (1977) : The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech., Vol. 10, pp. 1-54.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) : Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. Vol. 6, pp. 189-239.

Bauer, A., Calder, P.N. (1970): The influence and evaluation of blasting on stability. Proc. 1st Int. Conf. Stability in Open Pit Mining, Vancouver, pp. 83-94.

Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1985) : Rock mechanics for underground mining. Allen and Unwin, London, 527 p.

Bray, J.W., Brown, E.T. (1976) : A short solution for the stability of a rock slope containing a tetrahedral wedge. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 13, 227-229.

Brown, E.T. (1987) : Analytical and computational methods in engineering rock mechanics. Allen and Unwin, London, 259 p.

Burman, B.C. (1974) : Development of a numerical model for discontinua. Australian Geomechanics J., Vol. 4, pp. 13-22.

Carr, J.R. (1989) : Fractal characterization of joint surface roughness in welded tuff at Yucca Mountain, Nevada. Proc. 30th US Rock Mech. Symp., Morgantown, (A.W. Khair, ed.), Balkema, pp. 193-200.

Chowdhury, R.N. (1978) : Slope Analysis. Elsevier, 423 p.

Coulomb, C.A. (1773) : Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématique et de physique présentés à l'Académie Royale des Sciences, Paris, Vol. 7, pp. 343-382.

Crotty, J.M., Wardle, L.J. (1985) : Boundary integral analysis of piecewise homogeneous media with structural discontinuities. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 22, No. 6, pp. 419-427.

Cruden, D.M. (1978) : Discussion of "A method of distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges" by G. Hocking (Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 13, pp. 225-226, 1976). Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 15, p. 217.

Cundall, P.A. (1971) : A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems. Rock Fracture, Proc. Int. Symp. ISRM, Nancy, Vol. 1, paper 2-8.

Dight, P.M., Chiu, H.K. (1981) : Prediction of shear behavior of joint using profiles. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 18, pp. 369-386.

Fecker, E., Rengers, N. (1971) : Measurement of large scale roughnesses of rock planes by mean of profilograph and geological compass. Rock Fracture, Proc. Int. Symp. ISRM, Nancy, Vol. 1, paper 1-18.

Fortin, M., Gill, D.E. (1986) : Le dimensionnement des piliers de surface par une méthode généralisée d'analyse à la rupture. C.R. Colloque sur l'ingénierie des piliers de surface, CRM, Val d'Or, pp. 281-304.

Gill, D.E., Matte, S., Fortin, M., Papantonopoulos, C.I. (1991) : The study of potential structural instabilities in tunnels. Proc. 9th Annual Can. Tunnelling Conf., Montréal, pp. 119-129.

Gill, D.E., Fortin, M., Matte, S., Papantonopoulos, C.I. (1989) : Application d'une méthode généralisée d'analyse à la rupture à l'évaluation des piliers de surface. C.R. Conf. Int. sur l'évaluation des piliers de surface pour les mines de métaux actives et abandonnées, Timmins, Canada, pp. 89-101.

Goodman, R.E. (1976) : Methods of geological engineering in discontinuous rocks. West Publishing, St-Paul, 472 p.

Goodman, R.E. (1970) : Deformability of joints. Am. Soc. for Testing and Material STP 477, pp.174-196.

Goodman, R.E., Shi, G.H. (1985) : Block theory and its application to rock engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 338 p.

Goodman, R.E., Taylor, R.L., Brekke, T.L. (1968) : A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 14, No.SM3, pp. 637-659.

Grolier, J. (1961) : La projection stéréographique et ses applications en géologie. Rev. de l'ind. min., Vol. 43, pp. 169-194.

Gussmann, P. (1982) : Kinematic elements for soil and rock. Proc. 4th Int. Conf. Num. Methods in Geomech., Edmonton, Vol. 1, pp. 47-52.

Hocking, G. (1976): A method of distinguishing between single and double sliding of tetrahedral wedges. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol 13, pp. 225-226.

Hoek, E. (1992) : Keynote lecture: Support design for hard rock mining - A progress report. Proc. Int. Symp. on Rock Support, Sudbury, Canada, pp. 3-15.

Hoek, E., Brown, E.T. (1980) : Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.

Hoek, E., Bray, J. (1974) : Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1st edition, 309 p.

ISRM (1978) : Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 15, pp. 319-368.

ISRM (1974a) : Suggested methods for laboratory determination of direct shear strength. Document no. 1, Part 2, Committee on Field Tests, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, pp. 13-17.

ISRM (1974b) : Suggested methods for determining shear strength. Document no. 1, Part 2, Committee on Field Tests, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, pp. 5-12 et 18-23.

John, K.W. (1968) : Graphical stability analysis of slopes in jointed rocks. Proc. ASCE, Vol. 94, SM2, pp. 426-497.

Ladanyi, B., Archambault, G. (1977) : Shear strength and deformability of indented joints. Proc. Int. Symp. Geotechnics et Structurally Complex Formations, Associazione Geotechnica Italiana, Vol. 1, pp. 317-326.

Ladanyi, B., Archambault, G. (1970) : Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. Proc. 11th US Symp. Rock Mech., Berkeley, pp. 105-125.

Ladanyi, B., Archambault, G., Papantonopoulos, C.I. (1973) : Testing for field design properties of the rock formations. Final Report for CANMET, Cooperative Level B Pit Slope Project 1972-1977, 170 p.

Ladanyi, B., Hoyaux, B. (1969) : A study of trap door problem in granular material. Can. Geot. J., Vol. 6, pp. 1-14.

Leung, C.F., Kheok, S.C. (1987) : Computer aided analysis of rock slope. Rock Mech. and Rock Eng., Vol. 20, pp. 111-122.

Leung, C.F. (1990) : Computer aided design of underground excavation in jointed rock. Rock Mech. and Rock Eng., Vol. 23, pp. 71-89.

Livesley, R.K. (1978) : Limit analysis of structures formed from rigid blocks. Int. J. Num. Meth. Eng., Vol. 12, pp. 1853-1871.

Major, G., Kim, H.-S., Ross-Brown, D. (1977) : Pit Slope Manual, Supplement I-1 - Plane shear analysis, CANMET, CANMET report 77-16, 307 p.

Matte, S. (1991) : Étude de la sensibilité d'une méthode d'analyse à la rupture de piliers de surface des mines souterraines. Mémoire de maîtrise, Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 169 p.

Ngandée, S. (1993) : Étude de la stabilité des souterrains peu profonds par ARG : Effets des règles d'élaboration des modèles. Mémoire de maîtrise, Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 189 p.

Olson, J.J., Dick, R.A., Fogelson, D.E., Fletcher, L.R. (1970a) : Mine roof vibrations from production blasts, Shullsburg Mine, Wis. US Bur. of Mines Rep. Inv. 7462, Dept. of Int., 35 p.

Olson, J.J., Dick, R.A., Condon, J.L., Hendrickson, A.D., Fogelson, D.E. (1970b) : Mine roof vibrations from underground blasts. US Bur. of Mines Rep. Inv. 7330, Dept. of Int., 55 p.

Panet, M. (1969) : Discussion of "Graphical stability analysis of slopes in jointed rock" by K.W. John (Proc. ASCE, Vol. 94, SM2, pp. 426-497, 1968). Proc. ASCE, Vol 95, SM2, pp. 685-686.

Papantonopoulos, C.I., Ladanyi, B. (1973) : Analyse de la stabilité des talus rocheux par une méthode généralisée de l'équilibre limite. C.R. 9e Symp. can. méc. des roches, Montréal, pp. 167-187.

Panpantonopoulos, C.I. (1979) : Analyse à la rupture des talus rocheux par discrétisation et programmation linéaire. Thèse de doctorat, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, 252 p.

Patton, F.D. (1966) : Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st ISRM Cong., Lisboa, Vol. 1, pp. 509-513.

Philipponnat, G., Hubert, B. (1998) : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, 548 p.

Priest, S.D. (1980) : The use of inclined hemisphere projection methods for the determination of kinematics feasibility, slide direction and volume of rock blocks. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 17, pp. 1-23.

Priest, S.D. (1985) : Hemispherical projection methods in rock mechanics. George Allen and Unwin, London, 124 p.

Sage, R. (1977) : Pit slope manual chapter 6 - Mechanical support. CANMET Report 77-3, CANMET, 111 p.

Salençon, J. (1978) : Calcul à la rupture et analyse limite, Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 366 p.

SCG (1994) : Manuel canadien d'ingénierie des fondations. 2^{ème} édition, 558 p.

Schneider, H.J. (1976) : The friction and deformation behaviour of rock joints. Rock Mech., Vol. 8, pp. 169-184.

Sharp, J.C., Ley, G.M.M., Sage, R. (1977) : Pit slope manual chapter 4 - Groundwater. CANMET Report 77-13, CANMET, 240 p.

Siskind, D.E., Snodgrass, J.J., Dick, R.A., Quiring, J.N. (1973) : Mine roof vibrations from underground blasts, Pilot Knob, Mo. US Bur. of Mines Rep. Inv. 7764, Dept. of Int., 21 p.

Tse, R., Cruden, D.M. (1979) : Estimating joint roughness coefficients. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 16, pp. 303-307.

Uromeihy, A. (1988) : A convenient device for hemispherical projection plotting in rock mechanics, Int. J. Min. and Geol. Eng. Vol. 6, pp. 163-168.

Warburton, P.M. (1981) : Vector stability analysis of arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 18, pp. 415-422.

Wu, T.H., Ali, E.M. (1978) : Statistical representation of joint roughness. *Int. J. Rock Mech and. Min. Sci.*, Vol. 15, pp. 259-262.

L'École Polytechnique se spécialise dans la formation d'ingénieurs et la recherche en ingénierie depuis 1873



École Polytechnique de Montréal

**École affiliée à l'Université
de Montréal**

Campus de l'Université de Montréal
C.P. 6079, succ. Centre-ville
Montréal (Québec)
Canada H3C 3A7

www.polymtl.ca

